ESCUELA MILITAR DE INGENIERÍA
MCAL. ANTONIO JOSÉ DE SUCRE
BOLIVIA

TRABAJO DE GRADO

COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONÓMICA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS Y CON LOSAS APOYADAS DIRECTAMENTE SOBRE COLUMNAS EN ZONAS DE BAJO RIESGO SÍSMICO

ROCIO PAOLA LEÓN VARGAS

LA PAZ, 2006

ESCUELA MILITAR DE INGENIERÍA
MCAL. ANTONIO JOSÉ DE SUCRE
BOLIVIA

TRABAJO DE GRADO

"COMPARACIÓN TÉCNICA – ECONÓMICA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS Y CON LOSAS APOYADAS DIRECTAMENTE SOBRE COLUMNAS EN ZONAS DE BAJO RIESGO SÍSMICO"

ROCIO PAOLA LEÓN VARGAS

Modalidad: Investigación aplicada, presentado como requisito parcial para optar al título de Licenciado en Ingeniería Civil

TUTOR. *ING. ALEXIS AVENDAÑO NAVARRO*

LA PAZ, 2006

Dedicatoria

A mis adorados papás: Pepe y Amalia, por darme ánimo cada día y alentarme a seguir siempre adelante.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme vida y tantas oportunidades, por acompañarme, protegerme, cuidarme, bendecirme de tantas formas y no dejarme caer durante todo este tiempo.

A mis queridos papas, por darme su amor, apoyo, confianza, y comprensión. Gracias por compartir mis preocupaciones, mis triunfos, mis penas y alegrías, por ser mis confidentes, consejeros y mis mejores amigos, sin ustedes no habría podido llegar hasta acá.

A mi tío Augusto Vargas (✞), por confiar en mi desde muy pequeña, por dejar una huella de superación y dedicación en mi vida,

A mí querida tía Nelida, por sus palabras de aliento y por estar siempre al pendiente mío. Gracias por ser la hermana mayor que no tuve.

A mi tutor Ing. Alexis Avendaño Navarro, por su ayuda, dedicación y paciencia y, sobretodo, por su amistad.

Al Ing. Jorge Vásquez Peñaloza, por toda la ayuda ofrecida y por sus sabios y buenos consejos.

Al Ing. Ricardo Aguilar Aguilar, gracias por la ayuda y cooperación para este trabajo.

Al Tcnl. José Luís Arreaño por ser un buen Jefe de Carrera y amigo, por siempre ofrecerme su ayuda y apoyo.

Al Ing. Reynaldo Ballivián, por la ayuda desinteresada ofrecida para la realización de este trabajo.

A mis amigos Chelo, Dan, Chio, Elsita, Pablito, Gise, Belly, George y Luís, por brindarme su amistad, y compartir inolvidables momentos juntos. Los recordaré siempre.

ÍNDICE GENERAL

PAG.

CAPITULO I GENERALIDADES

1 INTRODUCCIÓN 1
2 ANTECEDENTES 4
3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 8
3.1 Identificación del problema 8
3.2 Formulación de problema 9
3.3 Análisis causa – efecto 10
4 OBJETIVOS Y ACCIONES 10
4.1 Objetivo general 10
4.2 Objetivos específicos y acciones de la investigación 10
4.2.1 Objetivos específicos de la investigación 10
4.2.2 Acciones de la investigación 11
5 JUSTIFICACIÓN 12
5.1 Justificación técnica 12
5.2 Justificación económica 12
5.3 Justificación social 13
6 ALCANCE 13
6.1 Alcance temático 13
6.1.1 Área de la investigación 13
6.1.2 Tema de la investigación 13
6.1.3 Alcance geográfico 13
7 HIPÓTESIS 13
7.1 Identificación de Variables 14
7.1.1 Variable independiente 14
7.1.2 Variable Dependiente 14
7.1.3 Variable Moderante 14
7.2 Definición conceptual 14
7.2.1 Definición conceptual de la Variable independiente 14
7.2.2 Definición conceptual de la Variable dependiente 14
7.3 Operativización de variables 15
8 MATRIZ DE CONSISTENCIA 15

CAPITULO II MARCO TEÓRICO

1 CONTENIDO DEL MARCO TEÓRICO 16
2 DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO 17
2.1 Diseño estructural 17
2.2 Características acción-respuesta de elementos de hormigón 21
2.3 Cálculo de estructuras en general 25
3 LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE 27
3.1 Comportamiento y modos de falla 29
4 ESTRUCTURAS A BASE DE LOSAS CON VIGAS PERIMETRALES 32
4.1 Componentes estructurales de estructuras a base de losas con vigas perimetrales 34

PAG.

4.1.1 Cimentaciones 34
4.1.2 Columnas 34
4.1.3 Vigas 35
4.1.4 Losa de un entrepiso apoyado perimetralmente 37
5 CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS CON LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS SOBRE VIGAS 38
6 LOSAS PLANAS 41
6.1 Comportamiento de losas planas 42
6.2 Métodos de diseño de losas planas. 44
7 ESTRUCTURAS A BASE DE LOSAS PLANAS 44
7.1 Componentes estructurales de estructuras a base de losas apoyadas sobre columnas 45
7.1.1 Columnas 46
7.1.2 Capiteles. 47
7.1.3 Losa de un entrepiso sin vigas 49
7.1.4 Vigas perimetrales 50
8 CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS CON LOSAS PLANAS 51
9 RECOMENDACIONES DEL EUROCÓDIGO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO 55
9.1 Materiales a emplear 55
9.1.1 Hormigones 55
9.1.2 Aceros 55
9.2 Combinaciones de acciones 55
9.3 Efectos del viento según recomendaciones del EUROCÓDIGO 56
9.4 Diagramas tensión-deformación 57
9.4.1 Diagramas tensión-deformación del Hormigón 57
9.4.2 Diagramas tensión-deformación del Acero 57
9.4.3 Estado límite último frente a cortante 57
9.4.4 Estado límite último frente a torsión 58
9.4.5 Estado límite último de punzonamiento 59
9.4.6 Estado límite último de inestabilidad frente al pandeo 59
9.4.7 Estados límite de utilización 59
9.4.8 Otras prescripciones 60
9.4.9 Prescripciones de detalle 60
9.4.9.1 Posición de las armaduras y longitudes de anclaje 60
9.4.9.2 Elementos estructurales 61
10 PROGRAMAS COMPUTACIONALES PARA EL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO: CYPECAD v2004.b 64
10.1 Datos generales 64
10.1.1 Entrada de datos. (Geometría de la estructura) 65
10.2 Memoria de cálculo de CYPECAD v2004.b 67
10.2.1 Descripción de análisis efectuado por el programa 67
10.2.2 Cálculo de la estructura efectuado por el programa 67
10.3 Resultados mostrados por el programa 68
10.4 Planos efectuados por el programa 70
10.5 Comprobación y Dimensionado de Elementos por el CYPECAD 71

PAG.

10.6 Listados mostrados por el programa 71
11 CÁLCULO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO 71
11.1 Estado límite último bajo solicitaciones normales. Principios generales de cálculo 71
11.1.1 Consideraciones generales 71
11.1.2 Bases de cálculo 73
11.1.2.1 Caracterización del estado límite último 73
11.1.2.2 Compatibilidad de deformaciones 73
11.1.2.3 Diagramas tensión-deformación del hormigón 74
11.1.2.4 Diagramas tensión-deformación de los aceros 75
11.1.2.5 Condiciones de equilibrio 77
11.1.3 Dominios de deformación de las secciones, en el estado límite último de agotamiento resistente 77
11.1.4 Ecuaciones de equilibrio y compatibilidad 79
11.1.4.1 Tracción simple o compuesta 82
11.1.4.2 Flexión simple o compuesta 82
11.1.4.3 Compresión simple o compuesta 83
12 COSTOS Y PRESUPUESTO DE OBRAS ESTRUCTURALES 85
12.1 Descripción de los componentes de la estructura de costos 85
12.2 Materiales 86
12.3 Mano de obra 86
12.3.1 Cargas sociales 87
12.3.1.1 Incidencias de inactividad 87
12.3.1.2 Incidencias de aportes a entidades 89
12.3.1.3 Incidencias de la antigüedad 89
12.3.1.4 Incidencias de la seguridad industrial e higiene 89
12.3.1.5 Resumen de cargas sociales 89
12.4 Herramientas y equipo 90
12.5 Costo directo 90
12.6 Gastos generales 90
12.6.1 Gastos indirectos 91
12.6.2 Gastos directos 91
12.6.3 Costo neto del ÍTEM 92
12.6.3.1 Utilidad de la empresa 92
12.6.4 Precio de venta del ÍTEM 93
12.6.5 Impuestos 93
12.6.5.1 Impuesto al valor agregado IVA 93
12.6.5.2 Impuesto a las transacciones 95
12.6.6 Precio de venta al mercado del ítem 96

CAPITULO III MARCO PRÁCTICO
1 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN 97

PAG.

2 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS EN BASE DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE SOBRE VIGAS 100
3 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS EN BASE DE LOSAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS 101
4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS, CON DIFERENTES SOLICITACIONES DE CARGA EMPLEANDO UN SOFTWARE ESPECIALIZADO 102
4.1 Generalidades 102
4.1.1 Descripción de la obra 102
4.1.2 Concepción estructural 103
4.1.3 Normas consideradas 103
4.1.4 Datos geométricos de grupos y plantas 103
4.1.5 Materiales a utilizar 104
4.1.6 Análisis de cargas 104
4.1.7 Sobrecargas consideradas 105
4.1.8 Combinación de cargas 107
4.2 Pre dimensionamiento de elementos estructurales 108
4.2.1 Predimensionamiento de losa 108
4.2.2 Predimensionamiento de vigas 116
4.2.3 Predimensionamiento de ábacos 117
4.2.4 Predimensionamiento de columnas 117
4.2.5 Predimensionamiento de Muros de corte 121
4.3 Memoria de cálculo Primer caso: Sobrecarga $200\frac{Kg}{m^2}$ 121
4.3.1 Acciones consideradas para la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 121
4.3.2 Losas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 123
4.3.3 Vigas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 143
4.3.4 Columnas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 145
4.3.5 Muros Pantalla de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 152
4.3.6 Zapatas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 154
4.3.7 Deformada de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 156
4.3.8 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 200 kg/m^2 157
4.4 Memoria de cálculo Segundo caso: Sobrecarga $400\frac{Kg}{m^2}$ 158

PAG.

4.4.1 Acciones consideradas para el diseño de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 158
4.4.2 Losas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 159
4.4.3 Vigas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 180
4.4.4 Columnas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 182
4.4.5 Muros Pantalla de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 189
4.4.6 Zapatas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 191
4.4.7 Deformada de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 193
4.4.8 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 400 kg/m^2 194
5 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON LOSAS DIRECTAMENTE APOYADAS SOBRE COLUMNAS, CON DIFERENTES SOLICITACIONES DE CARGA EMPLEANDO UN SOFTWARE ESPECIALIZADO 196
5.1 Generalidades 196
5.1.1 Descripción de la obra 196
5.1.2 Concepción estructural 196
5.1.3 Normas consideradas 197
5.1.4 Datos geométricos de grupos y plantas 197
5.1.5 Materiales a utilizar 197
5.1.6 Análisis de cargas 198
5.1.7 Sobrecargas consideradas 198
5.1.8 Combinación de cargas 199
5.2 Memoria de cálculo Primer caso: Sobrecarga $200\frac{Kg}{m^2}$ 200
5.2.1 Acciones consideradas para la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 200 Kg/m^2 200
5.2.2 Losas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 200Kg/m^2 201
5.2.3 Columnas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 200Kg/m^2 227
5.2.4 Muros Pantalla de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 200Kg/m^2 234
5.2.5 Zapatas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 200Kg/m^2 236
5.2.6 Deformada de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 200Kg/m^2 238
5.2.7 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 kg/m^2 239
5.3 Memoria de cálculo Segundo caso: Sobrecarga $400\frac{Kg}{m^2}$ 240

PAG.

5.3.1 Acciones consideradas para la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 240
5.3.2 Losas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 241
5.3.3 Columnas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 270
5.3.4 Muros Pantalla de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 277
5.3.5 Zapatas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 400 Kg/m^2 279
5.3.6 Deformada de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: Sobrecarga 400Kg/m^2 281
5.3.7 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2 282
5.4 Diseño de escaleras (valido para todos los casos) 284
5.4.1 Geometría de la escalera 284
5.4.2 Cargas consideradas para el diseño 286
5.4.3 Armadura longitudinal 286
5.4.4 Armadura transversal 286
5.4.5 Detalle de armados 287
6 ANÁLISIS TÉCNICO PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES 288
6.1 Comparación de losas 288
6.1.1 Comparación de desplazamientos verticales: Sobrecarga 200kg/m^2 288
6.1.2 Comparación de desplazamientos verticales: Sobrecarga 400kg/m^2 292
6.2 Comparación de columnas 297
6.2.1 Comparación de secciones de columna: Sobrecarga 200kg/m^2 297
6.2.2 Comparación de secciones de columna: Sobrecarga 400kg/m^2 299
6.2.3 Comparación de esfuerzos de columna: Sobrecarga 200kg/m^2 301
6.2.4 Comparación de esfuerzos de columna: Sobrecarga 400kg/m^2 307
6.2.5 Comparación de distribución de cargas en columnas: Sobrecarga 200kg/m^2 ... 312
6.2.6 Comparación de distribución de cargas en columnas: Sobrecarga 400kg/m^2 ... 314
6.2.7 Comparación de cuantías en columna: Sobrecarga 200kg/m^2 315
6.2.8 Comparación de cuantías en columna: Sobrecarga 400kg/m^2 316
6.3 Comparación de esfuerzos transmitidos al terreno: Sobrecarga 200 Kg/m^2 317
6.4 Comparación de distorsión en la estructura por efectos del viento 319
6.5 Comparación de alturas libres de entrepiso 321
6.5.1 Altura de entrepiso de estructuras diseñadas con Sobrecarga de $200\frac{Kg}{m^2}$ 321
6.5.2 Altura de entrepiso de estructuras diseñadas con Sobrecarga de $400\frac{Kg}{m^2}$ 322
7 ANÁLISIS ECONÓMICO PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES 325
7.1 Análisis de Precios unitarios 325
7.1.1 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 200 Kg/m^2 325

PAG.

7.1.2 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 400 Kg/m^2 327
7.1.3 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 Kg/m^2 329
7.1.4 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2 331
7.2 Presupuesto General 332
7.2.1 Presupuesto General de la Estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas con sobrecarga de 200 Kg/m^2 333
7.2.2 Presupuesto General de la Estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas con sobrecarga de 400 Kg/m^2 334
7.2.3 Presupuesto General de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 Kg/m^2 335
7.2.4 Presupuesto General de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2 336
7.3 Análisis comparativo económico 336
7.3.1 Comparación de Presupuestos Generales 336
7.3.2 Comparación de Costo total de Losa 337
7.3.3 Comparación de Superficie a encofrar 338
7.3.4 Comparación de Volúmenes de Hormigón en obra 340
7.3.5 Comparación de Acero en obra 342
8 SOLUCIÓN MÁS ADECUADA DE ENTREPISOS DE ESTRUCTURAS EN UNA ZONA DE BAJO RIESGO SÍSMICO 345
9 PARÁMETROS COMPARATIVOS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO. 346

CAPITULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
1 CONCLUSIONES 347
2 RECOMENDACIONES 352
BIBLIOGRAFÍA 355

ANEXOS
Análisis de Precios Unitarios
Planos

ÍNDICE DE TABLAS

PAG.

CAPITULO II MARCO TEÓRICO

TABLA 1 Distribución aproximada del costo de edificios altos en EE.UU 20
TABLA 2 Distribución aproximada del costo de edificios de mediana altura 21
TABLA 3 Relaciones Acciones - Elemento 23
TABLA 4 Resumen sobre incidencia de las Cargas Sociales 91

CAPITULO III MARCO PRÁCTICO

TABLA 5 Datos geométricos Estructura de entrepiso CON VIGAS (Caso 1) 104
TABLA 6 Presión dinámica del viento 106
TABLA 7 Anchos de banda 108
TABLA 8 Cargas horizontales de viento 108
TABLA 9 Dimensiones predefinidas de vigas 116
TABLA 10 Dimensiones predefinidas de columnas (1) 120
TABLA 11 Dimensiones predefinidas de columnas (3) 121
TABLA 12 Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso con vigas (CASO 1) 122
TABLA 13 Armado de MURO MD 152
TABLA 14 Armado de MURO ME 152
TABLA 15 Armado de MURO MF 153
TABLA 16 Armado MURO ASCENSOR 153
TABLA 17 Dimensiones y armado de zapatas 154
TABLA 18 Desplazamientos en x y y de la estructura global 156
TABLA 19 Resumen cuantías de obra Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 1 157
TABLA 20 Resumen cuantías de obra en cimentaciones Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 1 157
TABLA 21 Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 1 158
TABLA 22 Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso con vigas (CASO 2) 159
TABLA 23 Armado de MURO MD 189
TABLA 24 Armado de MURO ME 189
TABLA 25 Armado de MURO MF 190
TABLA 26 Armado MURO ASCENSOR 190
TABLA 27 Dimensiones y armado de zapatas 191
TABLA 28 Desplazamientos en x y y de la estructura global 193
TABLA 29 Resumen cuantías de obra Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 2 194
TABLA 30 Resumen cuantías de obra en cimentaciones Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 2 194
TABLA 31 Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 2 195

PAG.

TABLA 32 Datos geométricos Estructura de entrepiso SIN VIGAS (Caso 1) 197
TABLA 33 Anchos de banda 199
TABLA 34 Cargas horizontales de viento 199
TABLA 35 Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso sin vigas (CASO 1) 200
TABLA 36 Armado de MURO MD 234
TABLA 37 Armado de MURO ME 234
TABLA 38 Armado de MURO MF 235
TABLA 39 Armado MURO ASCENSOR 235
TABLA 40 Dimensiones y armado de zapatas 236
TABLA 41 Desplazamientos en x y y de la estructura global 238
TABLA 42 Resumen cuantías de obra Estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 1 239
TABLA 43 Resumen cuantías de obra en cimentaciones 239
TABLA 44 Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 1 240
TABLA 45 Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso con vigas (CASO 1) 240
TABLA 46 Armado de MURO MD 277
TABLA 47 Armado de MURO ME 277
TABLA 48 Armado de MURO MF 278
TABLA 49 Armado MURO ASCENSOR 278
TABLA 50 Dimensiones y armado de zapatas 279
TABLA 51 Desplazamientos en x y y de la estructura global 281
TABLA 52 Resumen cuantías de obra Estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 2 288
TABLA 53 Resumen cuantías de obra en cimentaciones 288
TABLA 54 Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 1 283
TABLA 55 Comparación de secciones CASO 1: Columna de esquina F-4 297
TABLA 56 Comparación de secciones CASO 1: Columna de esquina C-5 298
TABLA 57 Comparación de secciones CASO 1: Columna de esquina B-2 298
TABLA 58 Comparación de secciones CASO 2: Columna de esquina F-4 299
TABLA 59 Comparación de secciones CASO 2: Columna de esquina C-5 299
TABLA 60 Comparación de secciones CASO 2: Columna de esquina B-2 300
TABLA 61 Comparación de Distorsiones en las estructuras con sobrecarga de 200 Kg/m^2 318
TABLA 62 Comparación de Distorsiones en las estructuras con sobrecarga de 400 Kg/m^2 318
TABLA 63 Resumen de Precios Unitarios para la Estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 1 266
TABLA 64 Resumen de Precios Unitarios para la Estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 2 268
TABLA 65 Resumen de Precios Unitarios para la Estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 1 270

PAG.

TABLA 66 Resumen de Precios Unitarios para la Estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 2 272
TABLA 67 Presupuesto General en Dólares americanos de la Estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: CASO 1 274
TABLA 68 Presupuesto General en Dólares americanos de la estructura con losas a apoyadas perimetralmente apoyadas sobre vigas: CASO 2 275
TABLA 69 Presupuesto General en Dólares americanos de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 1 276
TABLA 70 Presupuesto General en Dólares americanos de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 2 277

ÍNDICE DE FIGURAS, GRÁFICOS Y FOTOGRAFÍAS

PAG.

CAPITULO I GENERALIDADES

FIGURA 1 Mapa de Sismicidad de Bolivia Nro 6 3
FIGURA 2 Losa en dos direcciones con vigas 6
FIGURA 3 Placa plana 6
FIGURA 4 Losa plana con ábacos y capitel 7
FIGURA 5 Losa plana con ábacos 7

CAPITULO II MARCO TEÓRICO

FIGURA 6 Proceso de cálculo de una estructura 26
FIGURA 7 Losa apoyada perimetralmente sobre vigas 28
FIGURA 8 Losa armada en una dirección y Losa armada en dos direcciones 28
FIGURA 9 Gráfica Carga – Deflexión 29
FIGURA 10 Deformaciones de tableros y franjas 32
FIGURA 11 33
FIGURA 12 33
FIGURA 13 Variación de los momentos (m_x y m_y) en el centro de una placa cuadrada apoyada sobre cuatro vigas 36
FIGURA 14 Losa apoyada perimetralmente con vigas planas 37
FIGURA 15 Losa aligerada con apoyos perimetrales 38
FOTOGRAFÍA 1 Biblioteca Central UCB (Etapa de construcción) 40
FOTOGRAFÍA 2 Detalle Entrepiso armado en dos direcciones con vigas perimetrales 40
FOTOGRAFÍA 3 Detalle Entrepiso armado en dos direcciones con vigas perimetrales 41
FIGURA 16 Tipos de Losas apoyadas directamente sobre columnas 41
FIGURA 17 Deformada de un paño interior de un entrepiso sin vigas 42
FIGURA 18 Variación de los momentos flectores negativos 43
FIGURA 19 Vista general de un local con entrepisos sin vigas 45
FIGURA 20 Columnas con vigas de hierro en sustitución de los capiteles 46
FIGURA 21 Tipos de capiteles: 48
FIGURA 22 Armadura de los capiteles 50
FIGURA 23 Vigas perimetrales 52
FIGURA 24 Altura libre de entrepisos 54
FOTOGRAFÍA 4 Edificio “Torre Lucia” 54
FOTOGRAFÍA 5 Edificio Calle 13 (Av. Ballivián) 54
FIGURA 25 Diagrama parábola - rectángulo de calculo 74
FIGURA 26 Diagrama rectangular de cálculo 75
FIGURA 27 Diagrama característico σ – ε del acero 78
FIGURA 28 Diagrama de cálculo σ – ε del acero: (a) no simplificado; (b) simplificado. 78
FIGURA 29 Diagrama de Pivotes 79
FIGURA 30 Condiciones de Equilibrio de una sección en el caso general 81
FIGURA 31 Deformaciones del acero en función de la profundidad relativa del eje neutro 84

CAPITULO III MARCO PRÁCTICO

FIGURA 32 Curva de Presión dinámica del viento 106
FIGURA 33 Momentos de dimensionamiento: Losa con vigas Primer piso 124

PAG.

FIGURA 34 Armado Positivo de Losa con vigas: Primer piso 132
FIGURA 35 Armado Negativo de Losa con vigas: Primer piso 133
FIGURA 36 Desplazamientos verticales Losa con vigas: Primer piso 134
FIGURA 37 Momentos de dimensionamiento: Losa con vigas Primer piso 135
FIGURA 38 Armado Positivo de Losa con vigas: Primer piso 140
FIGURA 39 Armado Negativo de Losa con vigas: Primer piso 141
FIGURA 40 Desplazamientos verticales Losa con vigas: Séptimo piso 142
FIGURA 41 Momentos de dimensionamiento: Losa con vigas Primer piso 161
FIGURA 42 Armado Positivo de Losa con vigas: Primer piso 169
FIGURA 43 Armado Negativo de Losa con vigas: Primer piso 170
FIGURA 44 Desplazamientos verticales Losa con vigas: Primer piso 171
FIGURA 45 Momentos de dimensionamiento: Losa con vigas Séptimo piso 172
FIGURA 46 Armado Positivo de Losa con vigas: Séptimo piso 177
FIGURA 47 Armado Negativo de Losa con vigas: Séptimo piso 178
FIGURA 48 Desplazamientos verticales Losa con vigas: Séptimo piso 179
FIGURA 49 Momentos de dimensionamiento: Losa sin vigas Primer piso 202
FIGURA 50 Armado Positivo de la Losa sin vigas: Primer piso 210
FIGURA 51 Armado Negativo de Losa sin vigas: Primer piso 211
FIGURA 52 Desplazamientos verticales Losa sin vigas: Primer piso 212
FIGURA 53 Momentos de dimensionamiento: Losa con vigas Séptimo piso 216
FIGURA 54 Armado Positivo de la Losa con vigas: Séptimo piso 224
FIGURA 55 Armado Negativo de la Losa con vigas: Séptimo piso 225
FIGURA 56 Desplazamientos verticales Losa con vigas: Séptimo piso 226
FIGURA 57 Momentos de dimensionamiento: Losa sin vigas Primer piso 242
FIGURA 58 Armado Positivo de Losa con vigas: Primer piso 253
FIGURA 59 Armado Negativo de Losa sin vigas: Primer piso 254
FIGURA 60 Desplazamientos verticales Losa sin vigas: Primer piso 255
FIGURA 61 Momentos de dimensionamiento: Losa sin vigas Séptimo piso 259
FIGURA 62 Armado Positivo de Losa con vigas: Primer piso 267
FIGURA 63 Armado Negativo de Losa sin vigas: Séptimo piso 268
FIGURA 64 Desplazamientos verticales Losa sin vigas: Séptimo piso 269
FIGURA 65 Esquema de cálculo de la escalera 284
FIGURA 66 Vista en Planta de la escalera 285
FIGURA 67 Vista lateral de la escalera 285
FIGURA 68 Huella y Contrahuella 285
FIGURA 69 Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: Primer piso (CASO 1) 289
FIGURA 70 Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: Primer piso (CASO 1) 289
FIGURA 71 Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: Séptimo piso (CASO 1) 291
FIGURA 72 Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: Séptimo piso (CASO 1) 291
FIGURA 73 Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: Primer piso (CASO 2) 293
FIGURA 74 Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: Primer piso (CASO 2) 293
FIGURA 75 Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: Séptimo piso (CASO 2) 295
FIGURA 76 Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: Séptimo piso (CASO 2) 295
FIGURA 77 Comparación de altuiras de entrepiso (CASO 1) 319
FIGURA 78 Comparación de altuiras de entrepiso (CASO 2) 321

PAG.

GRÁFICO 1 Comparación Esfuerzos Normales: Columna F-4 CASO 1 301
GRÁFICO 2 Comparación Momentos en dirección x: Columna F-4 CASO 1 301
GRÁFICO 3 Comparación Momentos en dirección y: Columna F-4 CASO 1 302
GRÁFICO 4 Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 1 303
GRÁFICO 5 Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 1 303
GRÁFICO 6 Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 1 304
GRÁFICO 7 Comparación Esfuerzos Normales: Columna B-2 CASO 1 304
GRÁFICO 8 Comparación Momentos en dirección x: Columna B-2 CASO 1 305
GRÁFICO 9 Comparación Momentos en dirección y: Columna B-2 CASO 1 305
GRÁFICO 10 Comparación Esfuerzos Normales: Columna F-4 CASO 2 306
GRÁFICO 11 Comparación Momentos en dirección x: Columna F-4 CASO 2 307
GRÁFICO 12 Comparación Momentos en dirección y: Columna F-4 CASO 2 307
GRÁFICO 13 Comparación Esfuerzos Normales: Columna B-2 CASO 2 308
GRÁFICO 14 Comparación Momentos en dirección x: Columna B-2 CASO 2 309
GRÁFICO 15 Comparación Momentos en dirección y: Columna B-2 CASO 2 309
GRÁFICO 16 Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 2 310
GRÁFICO 17 Comparación Momentos en dirección x: Columna C-5 CASO 2 311
GRÁFICO 18 Comparación Momentos en dirección y: Columna C-5 CASO 2 311
GRÁFICO 19 Reparto de esfuerzos normales Estructura de entrepiso CON VIGAS: Caso 1 312
GRÁFICO 20 Reparto de esfuerzos normales Estructura de entrepiso SIN VIGAS: Caso 1 312
GRÁFICO 21 Reparto de esfuerzos normales Estructura de entrepiso CON VIGAS: Caso 2 313
GRÁFICO 22 Reparto de esfuerzos normales Estructura de entrepiso SIN VIGAS: Caso 1 314
GRÁFICO 23 Comparación Cuantías COLUMNA C-5 para ambos sistemas 315
GRÁFICO 24 Comparación Cuantías COLUMNA F-2 para ambos sistemas 316
GRÁFICO 25 Comparación de esfuerzo axial transmitido al terreno por la zapata A-1: CASO 1 317
GRÁFICO 26 Comparación de momentos transmitidos al terreno por la zapata A-1: CASO 1 317
GRÁFICO 27 Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: CASO 1 324
GRÁFICO 28 Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas perimetralmente apoyadas sobre vigas: CASO 2 326
GRÁFICO 29 Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 1 328
GRÁFICO 30 Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 2 330
GRÁFICO 31 Comparación de Presupuesto General 335
GRÁFICO 32 Comparación de Precios unitarios por m^2 de losas aligeradas armadas en dos direcciones 336
GRÁFICO 33 Comparación de Superficie a encofrar para Estructuras con sobrecarga de 200Kg/m^2 337
GRÁFICO 34 Comparación de Superficie a encofrar para Estructuras con sobrecarga de 400Kg/m^2 338
GRÁFICO 35 Comparación de Superficies totales de hormigón a encofrar 339
GRÁFICO 36 Comparación de Volúmenes de hormigón en obra 340

PAG.

GRÁFICO 37 Comparación de volumen de hormigón necesario en vigas y ábacos y vigas 340
GRÁFICO 38 Comparación de Peso de acero en obra 341
GRÁFICO 39 Comparación de Acero en muros de corte 342
GRÁFICO 40 Comparación de Acero en columnas 343

GENERALIDADES

1 INTRODUCCIÓN

Las losas en dos direcciones se pueden dividir en dos grandes grupos: *perimetralmente apoyadas y apoyadas sobre columnas*. Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus lados, y que por tanto trabajan en dos direcciones, a diferencia de las losas en una dirección que, estructuralmente sólo se apoyan en dos extremos opuestos. Las losas planas, son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin existir ninguna viga entre columna y columna.

A las losas apoyadas sobre columnas se las conoce también con el nombre de losas planas sobre apoyos aislados y entrepisos sin vigas. El nombre de entrepisos sin vigas y losas hongo también es utilizado en el lenguaje corriente.

Esta solución que resulta muchas veces muy interesante, hasta el presente no ha sido realmente racionalizada por medio de ensayos controlados que acoten su eficacia. Por ello su uso permanece, en gran parte, en el dominio intuitivo de algunos pocos consultores con experiencia cualitativa sobre el tema. Su uso, ocasionalmente, está condicionado a razones de economía estructural, pero más frecuentemente a cuestiones arquitectónicas y funcionales, pues en un principio, es una estructura menos racional y comúnmente más cara que un entramado de losas y vigas. Esto podría cambiar si se consideran sobrecargas mayores y luces

considerables en donde se requerirían losas que en cualquier caso tendrían un espesor grande.

Este sistema estructural fue ampliamente utilizado en el mundo, sobre todo después del esquema de la famosa Casa Domino de Le Corbusier. Pero una desventaja es el enorme punzonamiento o cortante que se produce en el apoyo entre columna y losa (que se puede disminuir con el uso de capiteles), y la relativa independencia de las columnas, que al no formar un marco rígido pandean y/o flexionan a diferentes ritmos cada una. Esto hizo que la mayor parte de los edificios con este sistema de entrepiso en México colapsaran en el sismo de 1985; por lo cual han entrado en desuso en zonas sísmicas, y se da preferencia ahora a las perimetralmente apoyadas, que ante un sismo responden de una forma más óptima. En el país, específicamente en la ciudad de La Paz, existe una buena cantidad de edificaciones estructuradas a base de losas planas sin vigas pues al momento de diseñar nuestra estructura la desventaja sísmica de la losa plana no sería un inconveniente pues no existen sismos de intensidad considerable.

En el presente trabajo se considera zonas de bajo riesgo sísmico a aquellas zonas que no presentan epicentros de movimientos sísmicos como la ciudad de La Paz y que el efecto sísmico de regiones próximas provoca intensidades máximas de III[1] a VI[2] en la escala modificada de Mercalli[3], donde la intensidad en un lugar determinado se evalúa por los efectos destructivos en dicho sitio.

Para un mejor entendimiento de zona de Bajo riesgo sísmico, se muestra a continuación el Mapa de Sismicidad de Bolivia Nº 6 (Figura 1) elaborado por Ramón Cabré del Observatorio San Calixto, en el que se muestran tres

[1] GRADO III: Leve. Se percibe sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios.
[2] Grado IV: Fuerte. Lo perciben todas las personas. Se siente inseguridad para caminar. Se quiebran los vidrios de las ventanas, la vajilla y los objetos frágiles. Los muebles se desplazan o se vuelcan. Se hace visible el movimiento de los árboles, o bien, se les oye crujir.
[3] Esta escala, ordenada de menor a mayor grado de destructibilidad, ya desde I (sólo detectable por instrumentos muy sensibles como los sismógrafos) hasta XII (catástrofe, destrucción casi total).

zonas de sismo, efectuando el análisis de frecuencia de los sismos que se registraron en el país catalogadas en tres escalas de 1 a 3 (1 menos severo, 3 más severo).

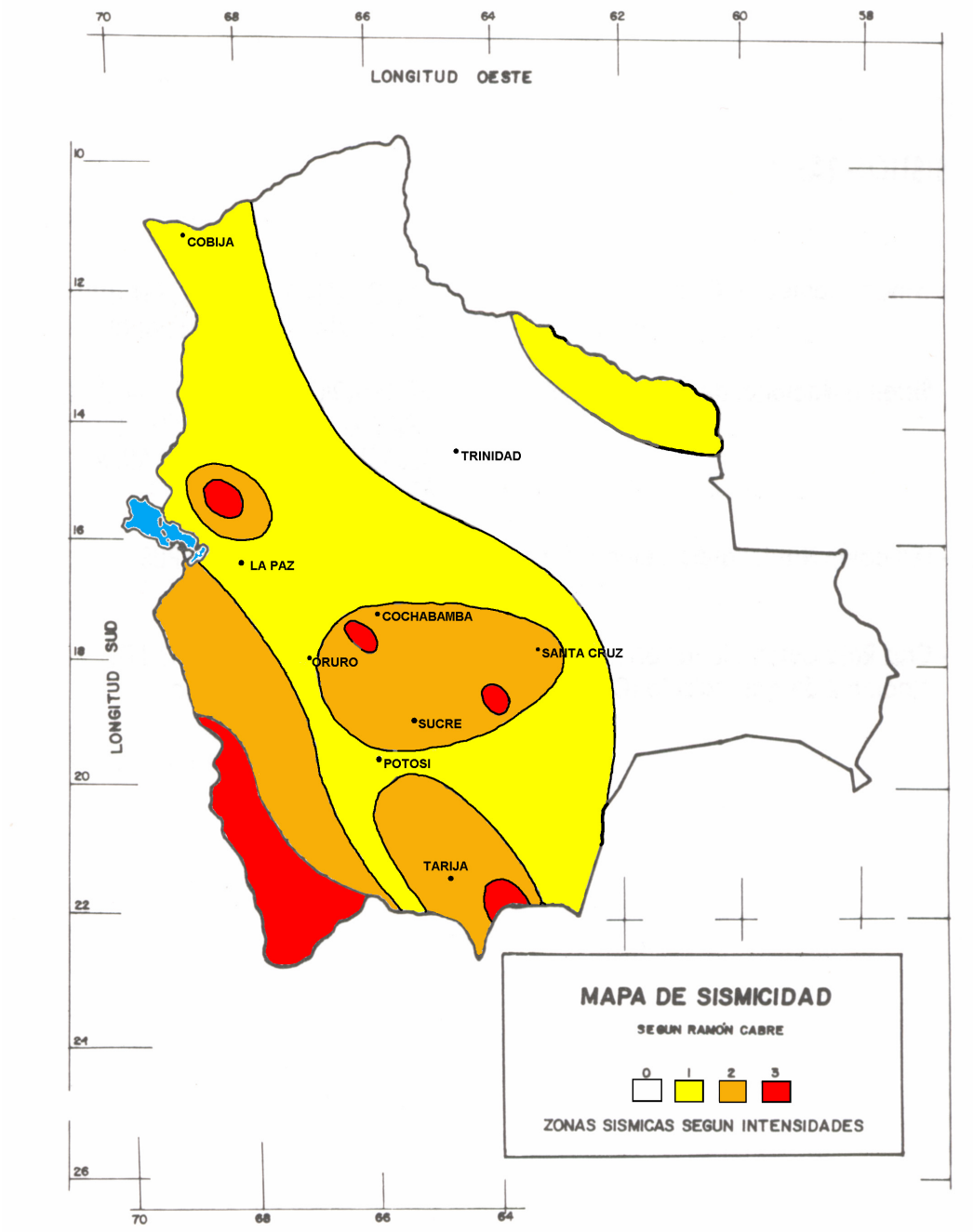


Figura 1 *Mapa de Sismicidad de Bolivia Nro 6*

FUENTE: MINISTERIO DE DEFENSA NACIONAL, *Simposio: "Comunidades vulnerables y sus riesgos ante desastres"*

Entonces, la relevancia de saber diferenciar cual de los dos sistemas de losas mencionados es mejor referente al otro se basará en un principio en un análisis técnico, que se realiza evaluando el uso y solicitaciones de los diferentes niveles de la edificación, para luego analizar aspectos arquitectónicos, resistencia y rigidez para diferentes solicitaciones.

Entonces para realizar una buena elección de tipo de losas a usar en una determinada estructura, además de un análisis técnico se deberá hacer un análisis de costos basado en el estudio de rendimientos y costos de materiales, mano de obra, herramientas, maquinaria y equipo.

2 ANTECEDENTES

Las losas planas, que en la actualidad se usan en todo el mundo, son un invento originado en los EE.UU., en la ciudad de Miniápolis. Creadas por C. A. P. Turner en 1904, se construyeron y vendieron mucho antes de que hubiera una teoría generalmente aceptada para calcularlas. Numerosas estructuras con losas planas se probaron cargándolas durante el período de 1910 a 1920. Estas losas soportaron bien las cargas a las que se sometieron durante las pruebas, en realidad tan bien, que resultó algo difícil correlacionar los resultados de las pruebas con los momentos estáticos que Nichols había demostrado que eran los necesarios para el equilibrio.

Originalmente los sistemas de losas de Hormigón Armado consistían en una losa maciza con sus cuatro lados apoyados sobre vigas *(Figura 2)*. Con el paso del tiempo y la evolución de la tecnología, las vigas sobre las líneas que unen las columnas comenzaron a desaparecer gradualmente. El sistema de losa resultante, compuesto por losas macizas apoyadas directamente sobre columnas, se denomina placa plana *(Figura 3)*. La placa plana en dos direcciones es un sistema muy eficiente y económico, y es el sistema más utilizado para construcciones de múltiples pisos tales como, hoteles, oficinas, edificios de departamentos y hospitales. En

comparación con otros sistemas de entrepiso que tienen cubierta de hormigón, las placas planas se pueden construir en menos tiempo y con menores costos de mano de obra debido a que el sistema utiliza los encofrados y disposiciones de armadura más simples posibles. El uso de las placas planas o sobre apoyos aislados también podría representar otras importantes ventajas económicas. Por ejemplo, debido a la escasa altura del sistema de entrepiso, la altura de piso se reduce automáticamente, lo cual da por resultado mamposterías y conductos para tuberías y servicios de menor altura total; fachadas y fachadas flotantes que en los cómputos métricos darán una menor área de acabado; tabiques no estructurales de menor altura; una reducción de las longitudes de las tuberías para instalaciones sanitarias y sistemas contra incendio; y otros múltiples componentes que afectan el costo de una construcción.

El comportamiento resistente de las placas sobre apoyos aislados es completamente distinto al de las placas sustentadas en todo su contorno (apoyadas perimetralmente). En efecto, en este último caso, la estructura es hiperestática en cuanto a su condición de apoyo, y la carga puede transmitirse en una sola dirección para alcanzar los apoyos, por lo que resultan los momentos mayores en la dirección más corta. Por el contrario, en una placa rectangular apoyada puntualmente en sus cuatro esquinas, que es isostática respecto al apoyo, la carga debe viajar primero en una dirección y luego en la otra hasta llegar a los apoyos puntuales, es decir, *toda la carga se transmite en ambas direcciones* y, por lo tanto, los momentos flectores mayores se producen en la dirección de la luz mayor. Por esta causa, la práctica de considerar la totalidad de la carga para los pórticos virtuales en ambas direcciones, que se describe en la fundamentación teórica, responde a una realidad mecánica y, en consecuencia, no constituye una reserva de seguridad. Es también por este motivo que se piensa que el uso de este sistema de losas en una estructura encarece el costo de materiales al, aparentemente, duplicarse

las cargas, lo cual causa que se deseche esta alternativa en muchas ocasiones.

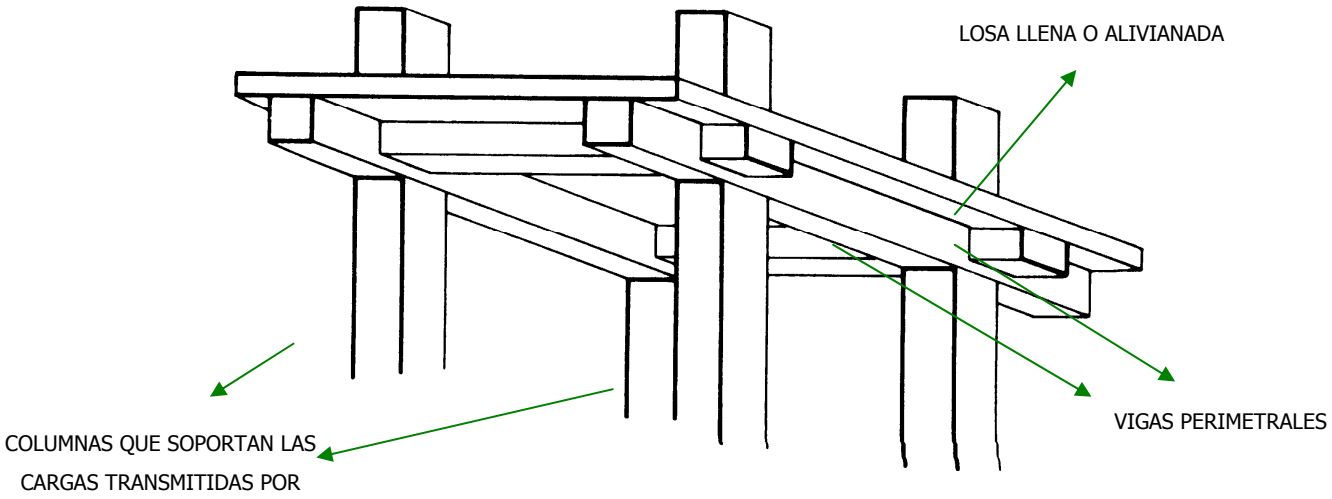


Figura 2 ***losa en dos direcciones con vigas***

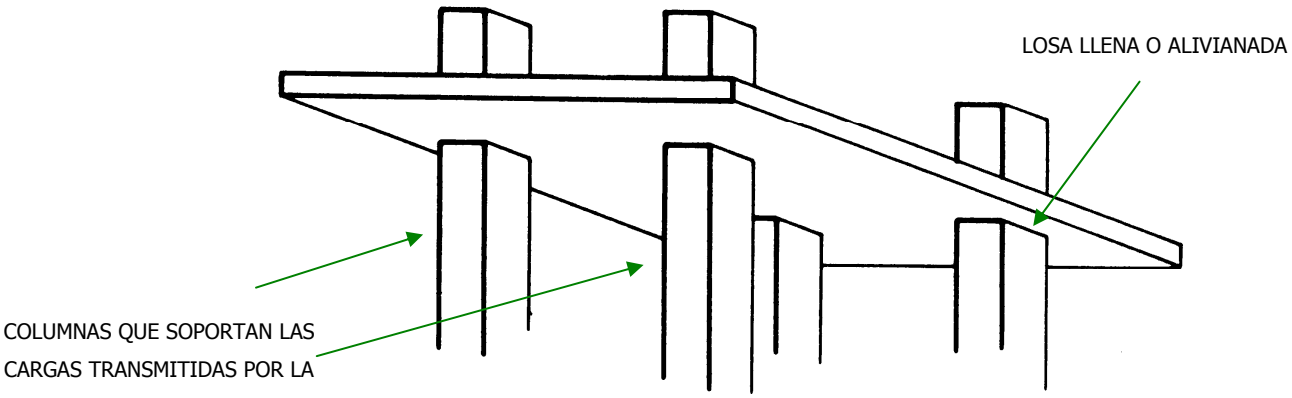


Figura 3 ***Placa plana***

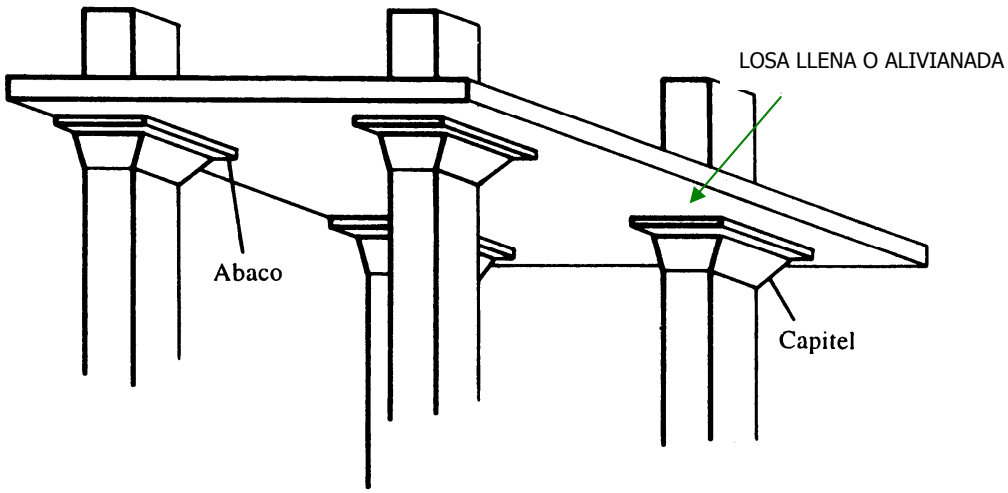


Figura 4 L*osa plana con ábacos y capitel*

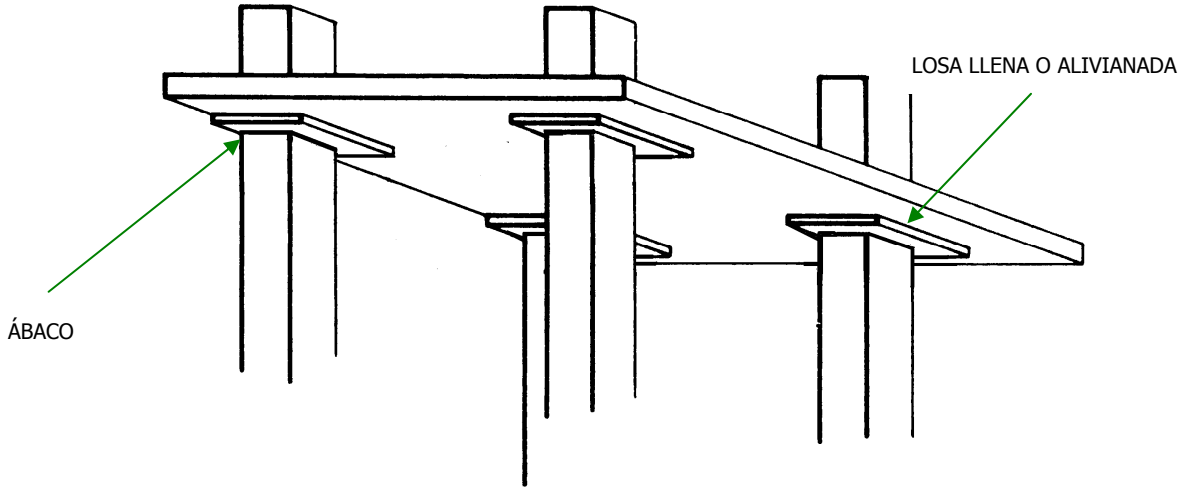


Figura 5 L*osa plana con ábacos*

A partir de las experiencias de los sismos de 1985 en México, el diseño de estructuras con losas planas prácticamente ha quedado en desuso en zonas de riesgo sísmico elevado ya que la mayor parte de los edificios que utilizaron este sistema de losas, fallaron o quedaron seriamente dañados durante el siniestro; esto debido al enorme esfuerzo de punzonamiento (cortante) que ejerce la columna en la losa; a que los apoyos (columnas)

no tienen ninguna restricción al giro y no se forman marcos rígidos en la estructura. En consecuencia desde entonces de losas apoyadas en vigas es ampliamente usado pues, como se mencionó, funcionan de mejor manera ante un sismo.

Las losas apoyadas perimetralmente forman parte comúnmente de sistemas estructurales integrados por columnas, vigas y losas. Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados, como se muestra en la figura 1 y que por lo tanto trabajan en dos direcciones, a diferencia de las losas que solo tienen apoyos en un solo sentido, por lo tanto trabajan en una sola dirección.

Ahora bien, si por un lado técnicamente se define una de estas losas como "mejor" en relación a la otra, queda por analizar el tema de costo de estas alternativas para así definir realmente cual sería más conveniente utilizar y además en que casos se daría esta conveniencia.

Si bien en varios textos se hacen comparaciones técnicas de estos tipos de losas, no se realiza simultáneamente un análisis de costos, lo cual permitiría tener una amplia visión de nuestras alternativas, sus ventajas y desventajas.

3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.1 Identificación del problema

El diseño de estructuras de Hormigón Armado contempla, entre otras, dos alternativas constructivas en cuanto a losas se refiere: Se puede realizar el diseño en base a losas planas, con apoyos aislados, o también usando losas apoyadas en vigas.

De acá parte la disyuntiva de cuál es la mejor opción a elegir. Para dar una respuesta correcta entran en juego varios parámetros y variables que se resumen en la alternativa económica más conveniente y también la mejor en cuanto a la parte técnica estructural.

Las losas planas con apoyos aislados transfieren las cargas directamente a las columnas. Pueden construirse rápidamente debido a lo simple de su cimbra y su armado de refuerzo. En otros países las losas planas son probablemente el tipo de losas más usadas actualmente en estructuras de Hormigón Armado de varios niveles, lo cual no ocurre en el país pues se prefiere usar las losas apoyadas en vigas.

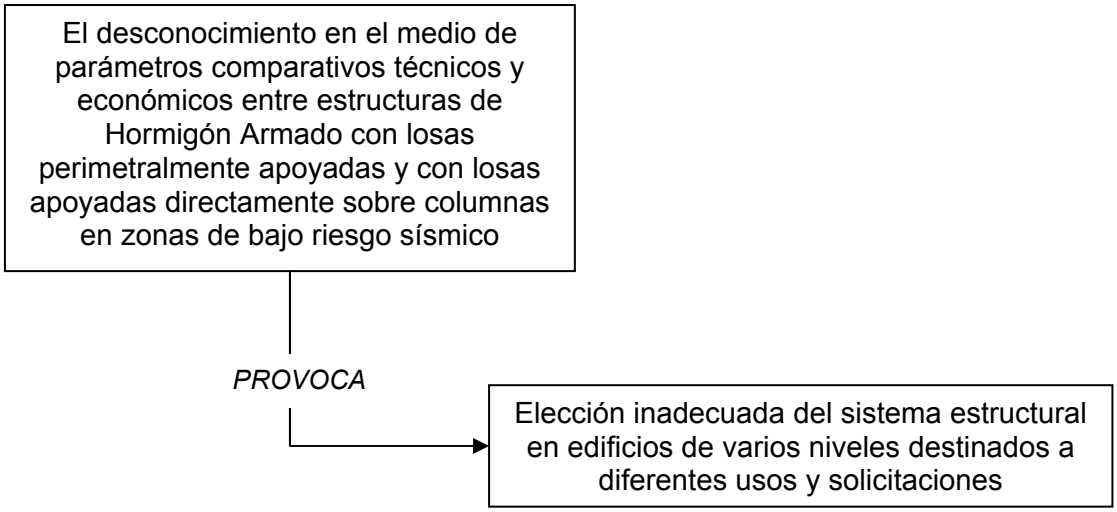
En la búsqueda de una solución, se deben considerar los aspectos positivos y negativos del uso de cada tipo de losa señalado, mediante criterios de comparación adecuados para que se pueda hacer una correcta valoración en la elección de estas dos alternativas y así tener una estructura segura y confortable a bajo costo.

La importancia de tomar una buena decisión radica entonces en tener un costo bajo en la construcción, que es la meta en el campo de la Ingeniería Civil: tener una buena estructura a bajo costo. Lo cual puede quedar a veces de lado cuando se hace un análisis técnico pues el hecho de tener un costo bajo no justifica tener una estructura deficiente en términos de diseño, lo cual también es de mucho peso en el momento de diseñar una estructura civil.

3.2 Formulación de problema

El desconocimiento en el medio de parámetros comparativos técnicos y económicos entre estructuras de Hormigón Armado con losas perimetralmente apoyadas y con losas apoyadas directamente sobre columnas en zonas de bajo riesgo sísmico **provoca** en muchas ocasiones una elección inadecuada del sistema estructural en edificios de varios niveles destinados a diferentes usos y solicitaciones.

3.3 Análisis causa – efecto



4 OBJETIVOS Y ACCIONES

4.1 Objetivo general

Establecer parámetros comparativos técnicos y económicos entre sistemas estructurales de Hormigón Armado que incluyan losas apoyadas perimetralmente o losas apoyadas directamente sobre columnas **para** efectuar una elección adecuada del sistema estructural.

4.2 Objetivos específicos y acciones de la investigación

4.2.1 Objetivos específicos de la investigación

- Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas perimetralmente.
- Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas directamente sobre columnas.
- Efectuar el diseño estructural del edificio con losas perimetralmente apoyadas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado

- Efectuar el diseño estructural del edificio con losas apoyadas directamente sobre columnas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado
- Efectuar un análisis técnico para ambos sistemas estructurales
- Efectuar un análisis económico para ambos sistemas estructurales
- *Proponer la estructura mas adecuada en una zona de bajo riesgo sísmico.*

4.2.2 Acciones de la investigación

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	ACCIONES
Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas perimetralmente.	*Conocer Bases de cálculo, seguridad, durabilidad y acciones para el diseño estructural de estructuras de Hormigón Armado.*
	Estudiar las definiciones y comportamiento de las losas apoyadas perimetralmente
	Recopilar información de experiencias con losas apoyadas perimetralmente en el medio.
Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas directamente sobre columnas.	*Estudiar las definiciones y comportamiento de las losas planas.*
	Recopilar información de experiencias con losas apoyadas perimetralmente en el medio.
Efectuar el diseño estructural del edificio con losas perimetralmente apoyadas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado	*Estudiar y analizar el EUROCÓDIGO para establecer sobrecargas de uso, coeficientes de mayoración, solicitaciones, dimensiones recomendadas, cuantías y disposición de armaduras*
	Investigar acerca de software especializado para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado.
Efectuar el diseño estructural del edificio con losas apoyadas directamente sobre columnas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado	*Estudiar y analizar el EUROCÓDIGO para establecer sobrecargas de uso, coeficientes de mayoración, solicitaciones, dimensiones recomendadas, cuantías y disposición de armaduras*
	Investigar acerca de software especializado para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	ACCIONES
• Efectuar un análisis técnico para ambos sistemas estructurales	*Analizar disposición de armaduras y dimensiones de elementos estructurales. resistencia a la flexión y corte, resistencia al pandeo, deformaciones en losas, punzonamiento, efectos de fuerzas eólicas*
• Efectuar un análisis económico para ambos sistemas estructurales	*Establecer para cada sistema estructural, rendimientos de materiales, mano de obra y maquinaria, herramientas y equipo., tomando en cuenta impuestos vigentes en el medio.*
• *Proponer la estructura mas adecuada en una zona de bajo riesgo sísmico*	*Demostrar la hipótesis*

5 JUSTIFICACIÓN

5.1 Justificación técnica

Al efectuar la comparación entre estructuras de Hormigón Armado: losas perimetralmente apoyadas con losas planas, se determinará cual de las dos alternativas de estudio trabaja de forma más adecuada, desde el punto de vista de resistencia y rigidez.

A partir del uso de un Software especializado, en este caso CYPECAD, y con el apoyo de las actuales normas de diseño de Hormigón Armado (EUROCÓDIGO) se podrá realizar una comparación técnica ajustada a nuestras actuales demandas y así se plantearán soluciones adecuadas a posibles problemas estructurales en ambos sistemas.

Como se variarán las cargas de servicio, se podrá tener un criterio mas amplio del alcance en cuanto al uso se refiere de ambos sistemas estructurales.

5.2 Justificación económica

Al realizar los análisis de rendimiento de materiales y mano de obra, costo de mano de obra, herramientas y equipo necesarios, e impuestos vigentes tanto en la estructura diseñada con losas planas como para la que incluye

losas perimetralmente apoyadas, se tendrá una conclusión decisiva que llevará a establecer el sistema estructural más económico.

5.3 Justificación social

Al contar con parámetros técnicos y económicos para la elección de la estructura más adecuada, se garantizará la seguridad y confort de los usuarios; así también la población podrá acceder con mayor seguridad a edificaciones más económicas respecto a otras.

6 ALCANCE

6.1 Alcance temático

6.1.1 Área de la investigación

El área de investigación del presente trabajo es el Cálculo y Diseño de estructuras e Ingeniería de Costos.

6.1.2 Tema de la investigación

El tema de la presente Investigación son las estructuras de Hormigón Armado con losas perimetralmente apoyadas y losas apoyadas directamente sobre columnas, las cuales son aligeradas y armadas en doble sentido.

6.1.3 Alcance geográfico

La conclusión a la que se llegue con el desarrollo de este documento será un buen parámetro que posiblemente podrá ser generalizado para zonas de bajo riesgo sísmico.

7 HIPÓTESIS

Parámetros comparativos técnicos y económicos entre sistemas estructurales de Hormigón Armado que incluyan losas apoyadas

perimetralmente o losas apoyadas directamente sobre columnas permitirán efectuar una elección adecuada del sistema estructural.

7.1 Identificación de Variables

7.1.1 Variable independiente

Parámetros comparativos técnicos y económicos entre sistemas estructurales de Hormigón Armado que incluyan losas apoyadas perimetralmente o losas apoyadas directamente sobre columnas.

7.1.2 Variable Dependiente

Sistema estructural en edificios de varios niveles destinados a diferentes usos y solicitaciones.

7.1.3 Variable Moderante

El presente estudio solo es aplicable a zonas de bajo riesgo sísmico.

7.2 Definición conceptual

7.2.1 Definición conceptual de la Variable independiente

Parámetros comparativos técnicos y económicos entre sistemas estructurales de Hormigón Armado, son variables que ayudan a evaluar aspectos que nacen de una comparación para encontrar una solución óptima para un problema determinado.

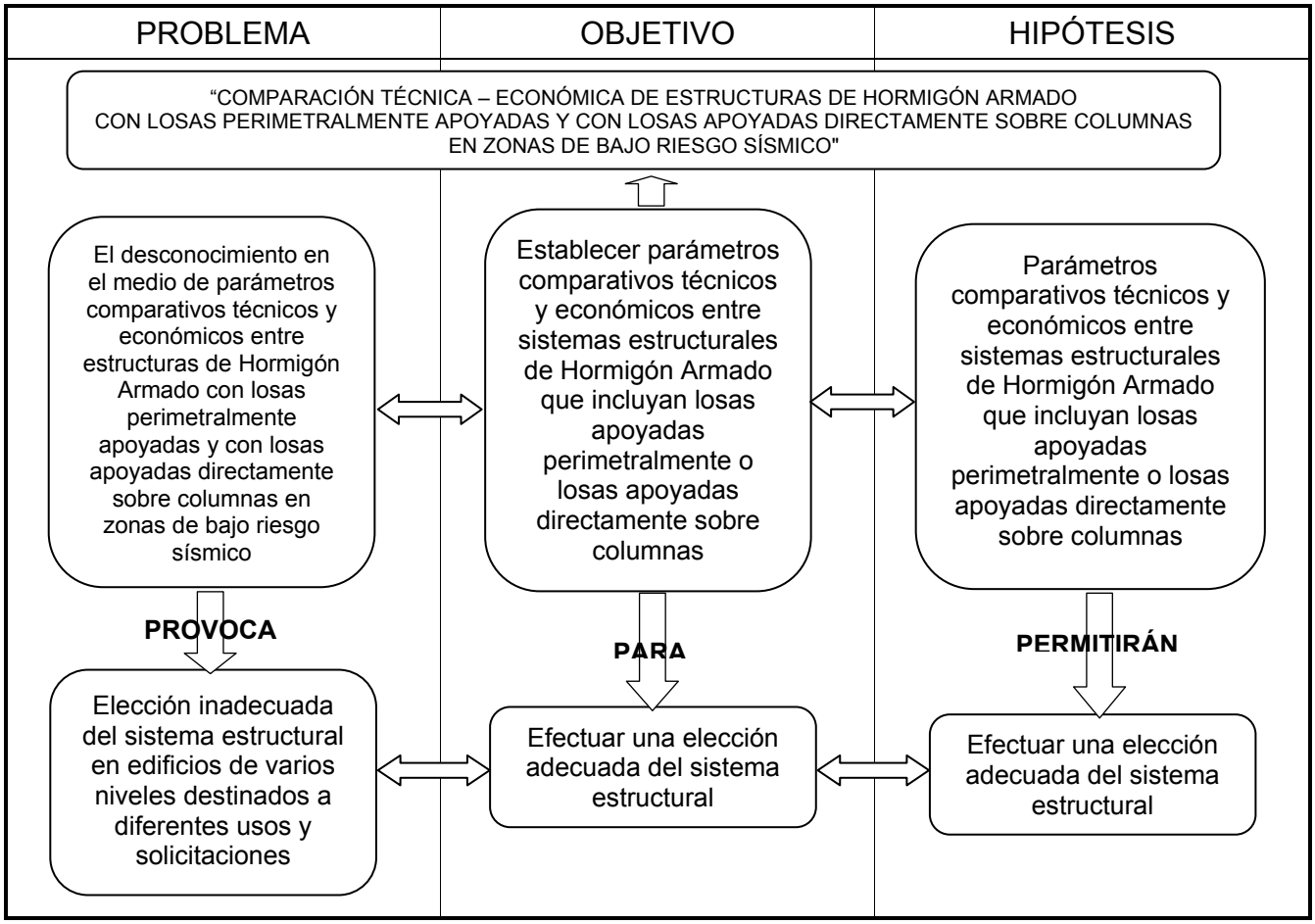
7.2.2 Definición conceptual de la Variable dependiente

Sistema estructural, es aquel conjunto de elementos estructurales que conforman un edificio cuyas características varían de acuerdo al uso y solicitaciones de la estructura.

7.3 Operativización de variables

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
Parámetros comparativos técnicos y económicos entre sistemas estructurales de Hormigón Armado, son variables que ayudan a definir	*Deformaciones en losas*	*Desplazamientos verticales*
	Distribución de esfuerzos en columnas	*Esfuerzos normales. Momentos,*
	Cuantías de acero	*Área de acero necesaria por Área de hormigón.*
	Distorsión de la estructura por efecto del viento	*Desplazamientos horizontales*
	Precios Unitarios	*Bolivianos*
	Rendimiento de Materiales	*Unidades respectivas de medición de cada material*
Sistema estructural en edificios de varios niveles destinados a diferentes usos y solicitaciones.	*Tipo de entrepiso*	*Tipo de entrepiso*
	sobrecarga de uso	*Carga por unidad de área*

8 MATRIZ DE CONSISTENCIA



MARCO TEÓRICO

1 CONTENIDO DEL MARCO TEÓRICO

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	ACCIONES	FUNDAMENTO TEÓRICO
• Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas perimetralmente.	*Conocer Bases de cálculo, seguridad, durabilidad y acciones para el diseño estructural de estructuras de Hormigón Armado.*	Diseño y cálculo estructural de estructuras de Hormigón Armado
	Estudiar las definiciones y comportamiento de las losas apoyadas perimetralmente	Llosas apoyadas perimetralmente
	Recopilar información de experiencias con losas apoyadas perimetralmente en el medio.	Características de edificios con losas perimetralmente apoyadas
• Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas directamente sobre columnas.	*Estudiar las definiciones y comportamiento de las losas planas.*	Losas planas
	Recopilar información de experiencias con losas apoyadas perimetralmente en el medio.	Características de edificios con losas planas
• Efectuar el diseño estructural del edificio con losas perimetralmente apoyadas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado	*Estudiar y analizar el EUROCÓDIGO para establecer sobrecargas de uso, coeficientes de mayoración, solicitaciones, dimensiones recomendadas, cuantías y disposición de armaduras*	Recomendaciones del eurocódigo para el diseño de estructuras de Hormigón Armado
	Investigar acerca de software especializado para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado.	Programas computacionales para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado: CYPECAD
	Realizar el predimensionamiento de elementos.	Predimensionamiento de elementos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	ACCIONES	FUNDAMENTO TEÓRICO
➢ Efectuar el diseño estructural del edificio con losas apoyadas directamente sobre columnas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado	*Estudiar y analizar el EUROCÓDIGO para establecer sobrecargas de uso, coeficientes de mayoración, solicitaciones, dimensiones recomendadas, cuantías y disposición de armaduras*	Recomendaciones del eurocódigo para el diseño de estructuras de Hormigón Armado
	Investigar acerca de software especializado para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado.	Programas computacionales para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado: CYPECAD
➢ Efectuar un análisis técnico para ambos sistemas estructurales	*Analizar disposición de armaduras y dimensiones de elementos estructurales. resistencia a la flexión y corte, resistencia al pandeo, deformaciones en losas, punzonamiento, efectos de fuerzas eólicas*	Cálculo de secciones de Hormigón Armado
➢ Efectuar un análisis económico para ambos sistemas estructurales	*Establecer para cada sistema estructural, rendimientos de materiales, mano de obra y maquinaria, herramientas y equipo., tomando en cuenta impuestos vigentes en el medio.*	Ingeniería de Costos de obras estructurales
➢ *Proponer la estructura mas adecuada en una zona de bajo riesgo sísmico.*	*Demostrar la hipótesis*	

2 DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.1 Diseño estructural

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques

o silos. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas. Un examen de las consideraciones anteriores hace patente la complejidad del diseño de sistemas estructurales. ¿Qué puede considerarse como seguridad razonable, o como resistencia adecuada? ¿Qué requisitos debe satisfacer una estructura para considerar que su comportamiento sea satisfactorio en condiciones de servicio? ¿Qué es un costo aceptable? ¿Qué vida útil debe preverse? ¿Es estéticamente aceptable la estructura?

Estas son algunas de las preguntas que el proyectista tiene en mente al diseñar una estructura. El problema no es sencillo y en su solución usa su intuición y experiencia, basándose en el análisis y en la experimentación.

Si los problemas de diseño se contemplan en toda su complejidad, puede afirmarse que no suelen tener solución única, sino solución razonable. En efecto la labor del ingeniero proyectista tiene algo de arte. Indudablemente, el ingeniero debe aprovechar el cúmulo de información y metodología científica disponible, pero además tiene que tomar en cuenta otros factores que están fuera del campo de las matemáticas y de la física.

El proceso de diseño de un sistema principia con la formulación de los objetivos que se pretenden alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula la información sobre el problema.

En el diseño de estructuras, una vez planteado el problema, supuestas ciertas acciones razonables y definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. En esta fase del diseño es donde la intuición y la experiencia del ingeniero desempeñan

un papel primordial. La elección del tipo de estructuración, sin duda es uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto.

La elección de una forma estructural dada implica la elección del material con que se piensa realizar la estructura. Al hacer esta elección, el proyectista debe tener en cuenta las características de la mano de obra y el equipo disponible, así como también el procedimiento de construcción más adecuado para el caso. Después de elegir provisionalmente una estructuración, se la idealiza para estudiar los efectos de las acciones o solicitaciones a las que puede estar sometida. Esta idealización es necesaria, porque el problema real siempre es más complejo que lo que es práctico analizar.

El análisis estructural, es decir, la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, implica un conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos. Estos datos son imprecisos cuando se inicia el diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos. Éstas influyen tanto en el valor del peso propio como en el comportamiento estructural del conjunto. En un proceso cíclico, el proyectista va ajustando los datos iniciales, a medida que afina el análisis. Solamente en la fase final de este proceso hace un cálculo numérico relativamente preciso. El grado de precisión que trata de obtener en este proceso depende de la importancia de la estructura y de la posibilidad de conocer las acciones que realmente actuarán sobre ella.

Idealmente, el objeto del diseño de un sistema es la *optimización del sistema*, es decir, la obtención de la mejor de todas las soluciones posibles. El lograr una *solución óptima absoluta* es prácticamente imposible. Lo que es óptimo, en un conjunto de circunstancias, no lo es en otro; lo que es óptimo para un individuo puede no serlo para otra persona. Tal como se dijo anteriormente, *no existen soluciones únicas, sino solamente razonables.*

Sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo mínimos.

Según el enfoque de sistemas, en el diseño del sistema total debe tenerse en cuenta la interacción entre todos los subsistemas.

En el diseño de los subsistemas estructurales para edificios, debe tenerse en cuenta su importancia relativa dentro del sistema general.

Se desprende de estos datos que la proporción del costo total correspondiente a la estructura es relativamente pequeña. Esto indica que en muchas ocasiones no se justifican refinamientos excesivos en el cálculo estructural, ya que las posibles economías de materiales resultan poco significativas. Lo importante, en efecto, es la optimización del sistema total, como ya se ha indicado, y no la de los subsistemas o componentes considerados individualmente. A continuación se muestran tablas de distribución del costo en edificios considerando pasos constructivos con el porcentaje significativo en comparación al global del costo del edificio, en EE.UU. (Tabla 1) como en México (Tabla 2).

Tabla 1: *Distribución aproximada del costo de edificios altos en EE.UU.*

CONCEPTO	**PORCENTAJE**
Excavación y Cimientos	10
Estructura	25
Instalaciones diversas (electricidad, plomería, aire acondicionado)	30
Elevadores	10
Muros exteriores	12
Acabados diversos	13
	100

FUENTE: GONZÁLES – ROBLES, *Aspectos Fundamentales del Hormigón Armado*

Tabla 2: *Distribución aproximada del costo de edificios de mediana altura (aproximadamente 10 pisos) en la ciudad de México*

CONCEPTO	PORCENTAJE
Excavación y Cimientos	11
Estructura	14
Instalaciones diversas (electricidad, plomería, aire acondicionado)	25
Elevadores	3
Muros exteriores	20
Acabados diversos	27
	100

FUENTE: GONZÁLES – ROBLES, *Aspectos Fundamentales del Hormigón Armado*

El interés por el enfoque de sistemas está produciendo entre los proyectistas un cambio de actitud frente al problema de diseño, aporta herramientas de gran utilidad en el diseño. Sin embargo, no debe olvidarse que en el proceso de diseño seguirá siendo de gran importancia la intuición y la capacidad creativa e innovadora del proyectista.

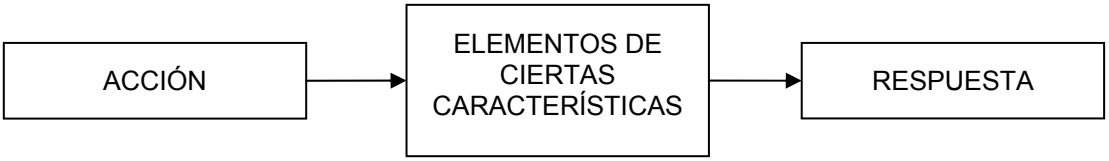
2.2 Características acción-respuesta de elementos de hormigón

Se dijo que el objeto del diseño consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que ésta cumpla cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio. Debido a estos requisitos es preciso conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos de una estructura (dimensiones, refuerzos, etc.), las solicitaciones que debe soportar y los efectos que dichas solicitaciones producen en la estructura. En otras palabras, es necesario conocer las características acción-respuesta de la estructura estudiada.

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que puede estar sometida. Entre éstas se encuentran, por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, las presiones por viento, las aceleraciones por sismo y los

asentamientos. La respuesta de una estructura, o de un elemento, es su comportamiento bajo una acción determinada. Puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración. Desde luego, la respuesta es función de las características de la estructura, o del elemento estructural considerado.

Si se conocen las relaciones:



Para todas las combinaciones posibles de acciones y características de una estructura, se contará con una base racional para establecer un método de diseño. Éste tendrá por objeto determinar las características que deberá tener una estructura para que, al estar sometida a ciertas acciones, su comportamiento o respuesta sea aceptable desde los puntos de vista de seguridad frente a la falla y utilidad en condiciones de servicio.

El problema de la determinación de las relaciones acción-respuesta para estructuras con cualesquiera características, sometidas a toda la gama posible de acciones y combinaciones de estas acciones, es insoluble, ya que puede presentarse un número infinito de combinaciones.

Debido a esta situación fue necesario desarrollar métodos que permitieran basar el estudio de una estructura en conjunto en estudios del comportamiento de sus distintas partes o elementos. Estos métodos, llamados de análisis, permiten determinar en cada uno de los miembros de una estructura las acciones internas resultantes de la aplicación de las solicitaciones exteriores a la estructura total. Esta consideración reduce el problema de la determinación de las características acción-respuesta a dimensiones manejables.

Para establecer una base racional de diseño será necesario, entonces, obtener las características acción-respuesta correspondientes a las

acciones más frecuentes sobre los distintos elementos estructurales. Con esta información se puede delimitar el rango de las solicitaciones bajo las cuales el elemento se comportará satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio. En otras palabras, es necesario establecer las relaciones entre los elementos siguientes como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3: *Relaciones Acciones - Elemento*

Acciones interiores	*Características del elemento*	*Respuestas*
carga axial	tipo de hormigón	deformación
flexión	tipo de refuerzo	agrietamiento
torsión	tamaño	durabilidad
cortante	forma restricción	vibración

FUENTE: GONZÁLES – ROBLES, *Aspectos Fundamentales del Hormigón Armado*

Al evaluar la respuesta correspondiente a una acción determinada, es necesario tomar en cuenta el modo de aplicación de la misma, ya que este factor ejerce influencia muy importante en dicha respuesta. Es decir, la respuesta de una estructura a una acción determinada dependerá de si ésta es instantánea, de corta duración, sostenida, repetida, etc.

En los procedimientos de diseño, el dimensionamiento se lleva a cabo normalmente a partir de las acciones interiores, calculadas por medio de un análisis de la estructura.

La primera condición que debe satisfacer un diseño es que la estructura resultante sea lo suficientemente resistente. En términos de las características acción-respuesta, se puede definir la resistencia de una estructura o elemento a una acción determinada como el valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Una vez determinada la resistencia a una cierta acción, se compara este valor máximo con el valor correspondiente bajo las condiciones de servicio. De esta comparación se origina el concepto de factor de seguridad o factor de carga. De un modo

rudimentario, éste puede definirse como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción correspondiente en condiciones de servicio.

El diseño debe garantizar que la estructura tenga un factor de seguridad razonable. Mediante este factor, se trata de tomar en cuenta en el diseño la incertidumbre existente respecto a los efectos de ciertas acciones y los valores usados en varias etapas del proceso.

La selección de un factor de seguridad adecuado no es problema sencillo, debido al gran número de variables y de condiciones que deben tomarse en cuenta. Si es que la acción de las solicitaciones sobrepasa la resistencia que tiene el material la estructura falla. La probabilidad de falla da una medida significativa del margen de seguridad real de la estructura. Puede expresarse en términos económicos, si se cuenta con los elementos necesarios para estimar el costo de las consecuencias de la falla. *La estimación del costo de la falla, junto con el costo de la estructura, pueden servir de base para escoger una solución conveniente con un criterio racional que asigne un margen de seguridad, de acuerdo con la importancia de la obra.*

A semejanza del problema de resistencia, para garantizar que una estructura tenga un comportamiento aceptable bajo condiciones de servicio, se comparan los valores de las respuestas (deformaciones, agrietamiento, durabilidad) correspondientes a las acciones estimadas, con ciertos límites preestablecidos que la experiencia ha indicado son satisfactorios para el tipo de estructura de que se trata.

El problema es más difícil que cuando se trata de evaluar la resistencia, ya que las deformaciones y el agrietamiento son función de las acciones reales que obran en la estructura, de la historia de carga y de todas aquellas variables que influyen en el comportamiento. Hasta la fecha, la mejor herramienta que posee el diseñador para establecer límites de tolerancia es su experiencia con estructuras semejantes, cuando actúan bajo condiciones similares.

2.3 Cálculo de estructuras en general

Para poder analizar una estructura es necesario idealizarla. Las acciones se aplican sobre esta estructura idealizada.

Las solicitaciones o acciones exteriores inducen acciones interiores (momentos, fuerzas) de intensidad variable. El propósito fundamental del análisis es valuar las acciones interiores en las distintas partes de la estructura. Para ello es necesario, salvo en estructuras o elementos isostáticos, conocer o suponer la relación entre fuerza y deformación o, en términos más generales, entre acción y respuesta. Una vez realizado este análisis se procede al cálculo de la estructura.

En sentido estricto, el cálculo de una estructura consiste esencialmente en comprobar que se satisfacen las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones. Pero en su sentido más amplio, el cálculo de una estructura incluye también la fase previa de establecimiento del tipo estructural. Este proceso se compone normalmente, cualquiera que sea el material constituyente de la estructura, de las siguientes etapas:

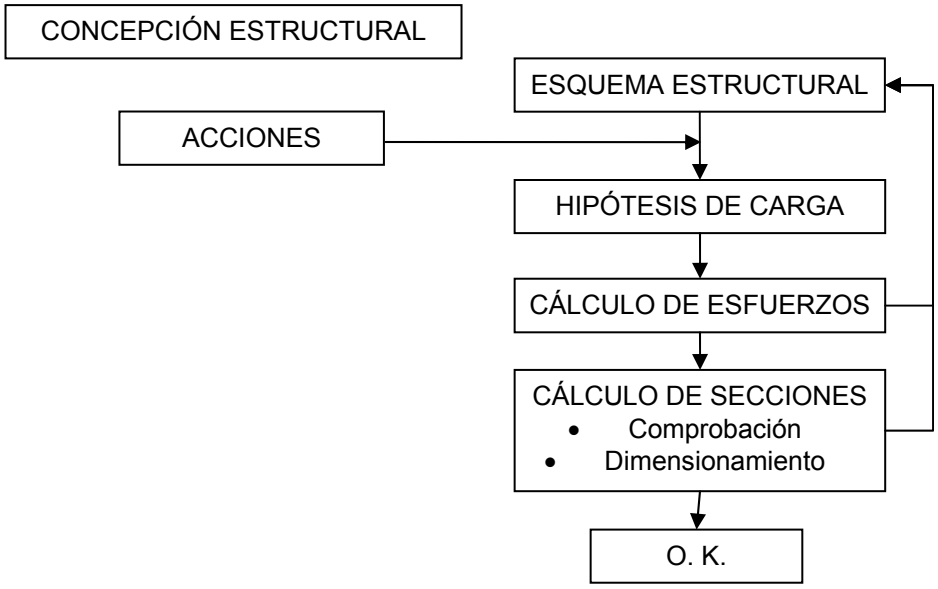


Figura 6 *Proceso de cálculo de una estructura*

FUENTE: JIMÉNEZ-GARCÍA-MORÁN, *Hormigón Armado (14º ED)*

- *Establecimiento del esquema estructural,* que suele ser una simplificación de la estructura real a efectos de cálculo, fijando su disposición general, forma de trabajo, dimensiones, condiciones de apoyo, etc.
- *Consideración de todas las acciones que pueden actuar sobre la estructura,* no sólo las acciones físicas (que son las que intervienen en los cálculos) sino también las acciones químicas, que afectan a la durabilidad de la estructura. Es también necesario en esta etapa considerar las características del terreno de cimentación (tensiones admisibles, posibles asientos, posible agresividad, etc.).
- *Determinación de las hipótesis de carga,* que son las diferentes combinaciones de acciones (no incompatibles entre sí) que debe soportar la estructura, y que deben elegirse de forma que se produzcan en ella los efectos más desfavorables.
- *Cálculo de esfuerzos,* imaginando la estructura cortada en una serie de secciones características (centros de luces, apoyos, etc.) y obteniendo para cada hipótesis de carga, considerar el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones, las *solicitaciones* actúan en estas secciones. Dichas solicitaciones (o conjuntos de esfuerzos) no son sino resultantes de todas las tensiones ejercidas, en la sección, por una parte de la pieza cortad sobre la otra parte.
- Una vez calculados los esfuerzos puede ocurrir que su magnitud no resulte proporcional por exceso o por defecto, a las dimensiones originalmente otorgadas a las secciones de estructura, en cuyo caso deberán *corregirse* y habrá que *repetir el proceso*.
- *Cálculo de secciones* que, según los casos, consiste en una u otra de las operaciones siguientes:

- *Comprobación* de que una sección previamente conocida es capaz de resistir las solicitaciones más desfavorables que pueden actuar sobre ella;
- *Dimensionamiento* de una sección aún no definida completamente, para que pueda soportar tales solicitaciones.

Si en el dimensionamiento se alteran de forma importante las dimensiones de las secciones, puede resultar necesario un nuevo cálculo de la estructura. En el Hormigón Armado esto no es así, ya que el dimensionamiento se reduce, por lo general, a la determinación de las armaduras necesarias en cada sección, sin modificar las dimensiones de las mismas.

3 LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE

Las losas apoyadas perimetralmente que están armadas en dos sentidos, son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados, como se muestra en la figura 7 y que por lo tanto trabajan en dos direcciones, a diferencia de las losas en una dirección que trabajan sólo en una dirección (Figura 8).

La diferencia entre losas que trabajan en una dirección y losas apoyadas perimetralmente (Figura 8) puede verse también en la forma que adquieren las losas cuando se flexionan bajo la acción de cargas normales a su plano: las primeras se deforman en curvatura simple mientras que las segundas lo hacen en curvatura doble.

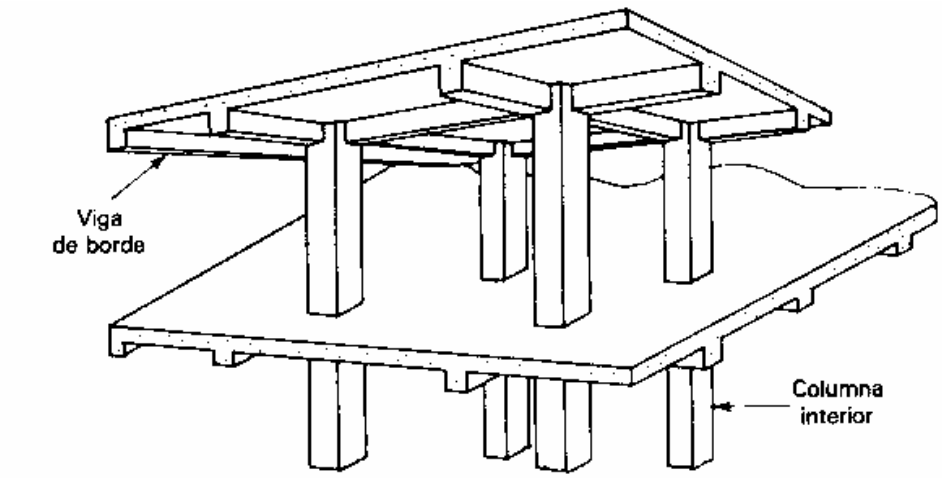


Figura 7 *Losa apoyada perimetralmente sobre vigas*

FUENTE: NAWY, Edward; Hormigón Armado: Un enfoque básico.

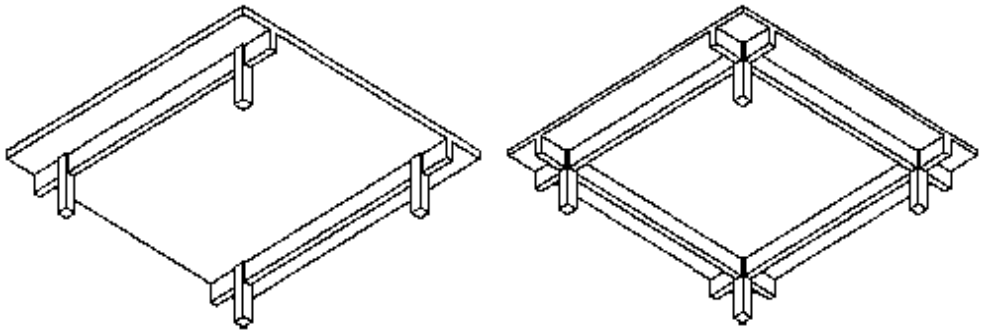


Figura 8 *Losa armada en una dirección y losa armada en dos direcciones*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa, debido a la existencia de vigas conforman una estructura hiperestática. Cuando las losas se apoyan en muros no hay duda al respecto, pues su rigidez puede considerarse infinita. Cuando se apoyan en vigas de dimensiones usuales también puede considerarse que se cumple la condición mencionada. Sin embargo, en algunas ocasiones las losas se apoyan sobre vigas de poco peralte que tienen una rigidez a flexión relativamente pequeña.

3.1 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA

Las losas apoyadas perimetralmente forman parte, comúnmente, de sistemas estructurales integrados por columnas, vigas y losas. El comportamiento de éstas debe analizarse todo el sistema, ya que las características de cada elemento influyen en el comportamiento de los otros. Sin embargo, por simplicidad y conveniencia en el estudio, se consideraran las losas en forma aislada. Esto permitirá el planteamiento de métodos de diseño suficientemente precisos para fines prácticos, siempre que se cumpla la hipótesis de que los apoyos tengan una rigidez a flexión mucho mayor que las losas.

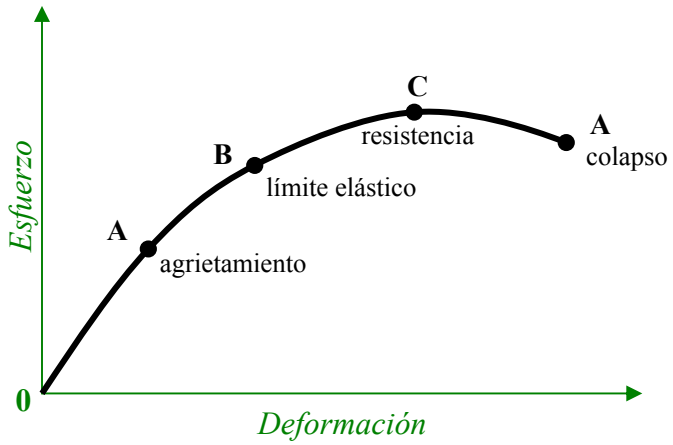


Figura 9 *Gráfica Carga – Deflexión de una losa apoyada perimetralmente*

La gráfica carga-deflexión en el centro del claro de una losa apoyada perimetralmente, ensayada hasta la falla, tiene la forma mostrada en la figura 9 en la que se distinguen las siguientes etapas.

a) Una etapa lineal O-A, en la que el agrietamiento del hormigón en la zona de esfuerzos de tensión es despreciable. El agrietamiento del hormigón por tensión, representado por el punto A, ocurre bajo cargas relativamente altas. Las cargas de servicio de losas se encuentran generalmente cerca de la carga correspondiente al punto A.

b) La etapa *A-B,* en la que existe agrietamiento del hormigón en la zona de tensión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menores que el límite de fluencia. La transición de la etapa O-A a la etapa A-B es

gradual, puesto que el agrietamiento del hormigón se desarrolla paulatinamente desde las zonas de momentos producidos por flexión máximos hacia las zonas de momentos flexionantes menores. Por la misma razón, la pendiente de la gráfica carga-deflexión en el tramo *A-B,* disminuye poco a poco,

c) La etapa *B-C*, en la que los esfuerzos en el acero de refuerzo sobrepasan el límite de fluencia. Al igual que el agrietamiento del hormigón, la fluencia del refuerzo empieza en las zonas de momentos flexionantes máximos y se propaga paulatinamente hacia las zonas de momentos menores.

d) Por último, la rama descendente C-D, cuya amplitud depende, como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas.

Para analizar el comportamiento a flexión de la losa primero se considerará un tablero rectangular aislado soportado en los cuatro lados sobre apoyos indeformables, como muros de cortante o vigas rígidas. El propósito es visualizar el comportamiento físico del tablero sujeto a cargas de gravedad. Ante la acción de las cargas externas, el tablero se deformará para asemejarse a un plato y sus esquinas se levantarán si no está colado monolíticamente con los apoyos. Los contornos que se muestran en la figura 10a indican que las curvaturas y, en consecuencia, los momentos en el área central *C* son más severos en la dirección corta *y* pues tiene las pendientes más fuertes que en la dirección larga *x.*

La evaluación de la distribución de los momentos en las direcciones *x* y *y* es en extremo compleja debido a que el comportamiento es estáticamente indeterminado en grado muy alto. El estudio del caso del tablero simple en la figura 10a se amplía al considerarse las franjas centrales *a.C.* y *DE* de la figura 10b, en donde la deflexión de ambas franjas es la misma en el punto central *C.*

La deflexión de una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida es $5wl^4/384EI$, o sea, $\Delta = kwl^4$, donde *k* es una constante. Si el

espesor de las dos franjas es el mismo, la deflexión de la franja *AB* será $kw_{AB}.L^4$ y la deflexión de la franja *DE* será: $kw_{DE}.S^4$, en las que w_{AB} y w_{DE} son las porciones de la intensidad de la carga total w que se transfieren a las franjas AB y De respectivamente o sea que $w = w_{ab} + w_{de}$. Igualando la deflexión de ambas franjas en el punto central *C,* se obtiene

$$w_{AB} = \frac{wS^4}{L^4 + S^4} \quad \textbf{(1)} \quad \textbf{(2)}$$
$$w_{DE} = \frac{wS^4}{L^4 + S^4}$$

De las relaciones entre w_{AB} y w_{DE} en las ecuaciones *1 y* 2, se puede observar que el claro más corto *S,* correspondiente a la franja *DE,* recibe la porción mayor de carga; por lo tanto, el claro más corto de un tablero de losa similar soportado sobre apoyos indeformables está sujeto al momento mayor, lo que concuerda con lo visto anteriormente sobre la inclinación de los contornos de la curvatura en la figura.

En etapas cercanas a la falla, se forman grietas muy anchas a lo largo de las diagonales, que indican que el acero de refuerzo ha fluido y ha alcanzado grandes deformaciones.

Las deformaciones por flexión de la losa se concentran en estas líneas que reciben el nombre de líneas de fluencia, mientras que las deformaciones en las zonas comprendidas entre las líneas de fluencia son, en comparación, muy pequeñas.

La amplitud de las zonas de comportamiento inelástico depende del porcentaje de refuerzo de flexión. Generalmente, este porcentaje es pequeño en losas, por lo que tales elementos resultan subreforzados y las zonas inelásticas son amplias.

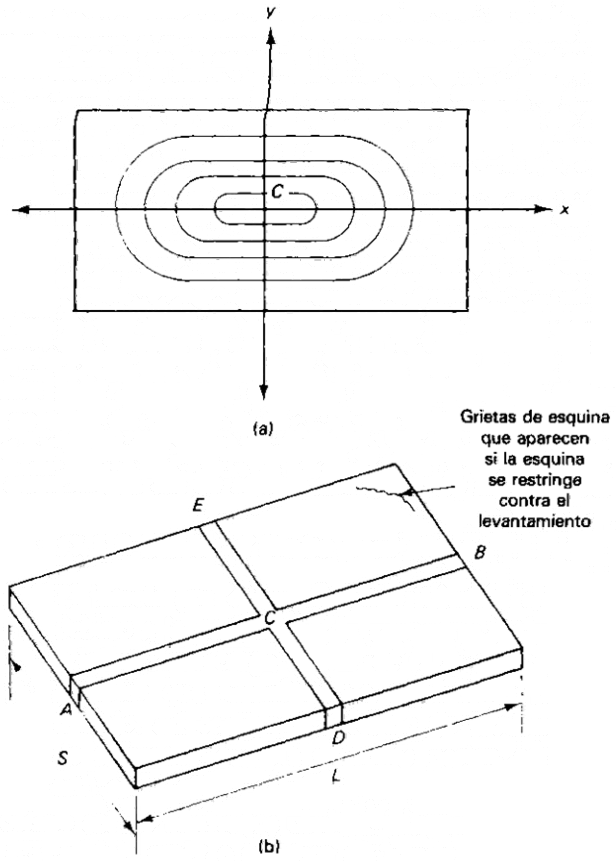


Figura 10

Deformaciones de tableros y franjas: (a) contornos de curvaturas y deflexiones en un tablero de piso; (b) franjas centrales en un tablero de losa en dos direcciones

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

4 ESTRUCTURAS A BASE DE LOSAS CON VIGAS PERIMETRALES

Originalmente los sistemas de losas de Hormigón Armado consistían en una losa maciza con sus cuatro lados apoyados sobre vigas. Con este sistema, si la relación entre el lado mayor y el lado menor de un panel de losa es mayor o igual que dos, la transferencia de carga se produce fundamentalmente por flexión en la dirección menor, y el panel trabaja básicamente como una losa armada en una sola dirección. A medida que la relación de los lados de un panel de losa se aproxima a la unidad (o a medida que el panel se aproxima a la geometría cuadrada), una parte

significativa de la carga es transferida por flexión en ambas direcciones ortogonales, y el panel se debe tratar como un sistema que trabaja en dos direcciones y no como una losa armada en una sola dirección.

Los sistemas de losas armadas en dos direcciones apoyadas en vigas perimetrales (Figuras 11 y 12), están compuestos por placas que, por sus condiciones de apoyo, tienden a deformarse de modo que las curvaturas máximas de tramo según las direcciones paralelas a los lados son del mismo orden. En consecuencia los momentos flectores también resultaran del mismo orden. Este funcionamiento bi-direccional se indica en los planos mediante un círculo del que parten cuatro brazos paralelos a los lados.

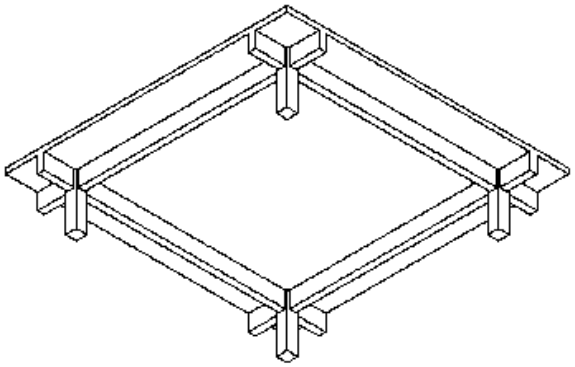


Figura 11 L*osa apoyada sobre vigas*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

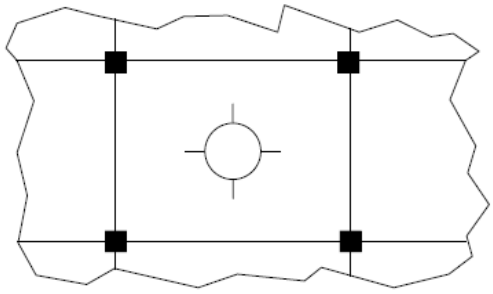


Figura 12 Simbología de una losa armada en dos sentidos

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

El trabajo estructural incluye flexiones según dos direcciones y torsiones por lo que resultan más eficientes que las losas armadas en una dirección. Su funcionamiento es tanto más eficiente cuanto más se acerquen a la planta cuadrada.

4.1 Componentes estructurales de estructuras a base de losas con vigas perimetrales

Un entrepiso con losas apoyadas en vigas se construye con los siguientes elementos estructurales:

- Cimentaciones
- Columnas
- Vigas
- Losas

4.1.1 Cimentaciones

El sistema de cimentación de las estructuras a base de losas con vigas perimetrales no difiere en nada comparado con otros sistemas estructurales en base a otro tipo de entrepiso. Pues lo que definirá el tipo de cimentación a usar será el terreno donde se construirá la estructura y no así el sistema de entrepiso a utilizar.

4.1.2 Columnas

Son los elementos de soporte de la estructura en la que la solicitación normal será predominante. La construcción de las columnas para los entrepisos con vigas perimetrales no se diferencia, en esencia, en nada de la construcción de las columnas para los entrepisos sin vigas. Las columnas pueden tener sección cualquiera, pudiendo esta ser cuadrada, rectangular, poligonal o circular.

Su misión principal será canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de El edificio de análisis y diseño y, en

último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad.

Las columnas perimetrales por lo general serán menos solicitadas que las columnas intermedias, esto debido a la distribución de esfuerzos que existe en el análisis de la estructura como tal[4].

Para la ejecución de las columnas, ya sea para entrepisos con vigas como para entrepisos sin vigas, se plantean siempre las mismas exigencias.

Estos elementos estructurales deben ser calculados a la acción conjunta de fuerza normal y momento (Compresión y flexión compuesta).

Su uso será mas como soporte pues en este caso, no será un elemento de soporte directo de las cargas, sino recibirá estas de las vigas que concurren a ella.

4.1.3 Vigas

Sirve como elemento del soporte para transferir vertical, lo más a menudo posible gravitacional, las fuerzas a las paredes o los pilares que alternadamente transfiere la fuerza hacia abajo.

Internamente, las vigas experimentan compresión y tracción extensibles como resultado de cargas de traslación a las columnas: La parte superior si la viga está bajo compresión, la parte inferior de la viga está bajo tracción.

Son las responsables de dar hiperestaticidad a la estructura pues por su peralte e inercia aumentan rigidez a la estructura.

La diferencia en el comportamiento de las estructuras que se analizan radica en la existencia o no de vigas que puedan considerarse apoyos rígidos para las losas. Dado que las vigas para resistir carga necesitan deformarse, no se estaría hablando de rigidez absoluta sino de rigidez relativa. En lo que sigue se hará un estudio tendiente a establecer un orden

[4] Válido solo cuando se analizan cargas gravitacionales.

de magnitud para la rigidez de elementos relativos que permita establecer cuándo una viga puede considerarse apoyo de una losa.

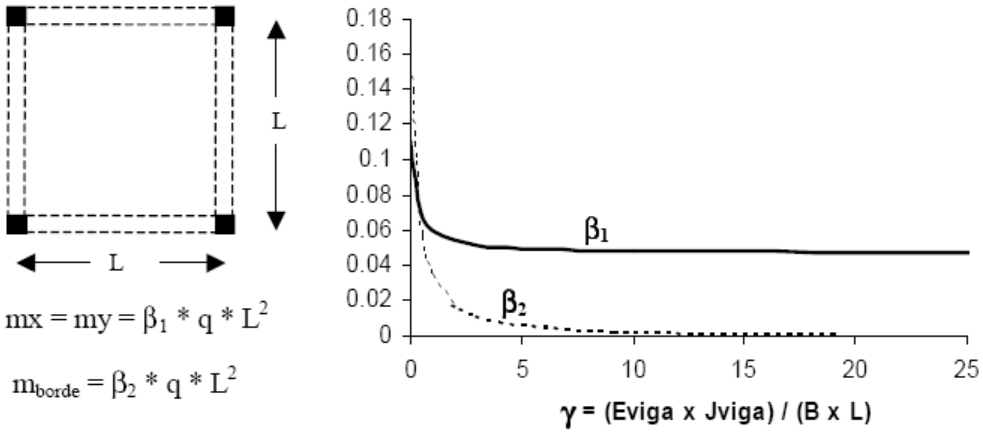


Figura 13 V*ariación de los momentos (m_x y m_y) en el centro de una placa cuadrada apoyada sobre cuatro vigas*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

En la figura 13 se muestra la variación de los momentos (m_x y m_y) en el centro de una placa cuadrada apoyada sobre cuatro vigas y en el punto medio de cada una de ellas (m_{borde}) al hacer variar la rigidez de las vigas de borde desde cero (entrepiso sin vigas) hasta infinito (apoyo ideal de la losa cruzada). De la observación de dicho gráfico se concluye que:

- Para rigideces relativas del orden de 3 a 5, las vigas pueden considerarse apoyos "perfectos" para la losa cruzada pues a partir de esas rigideces se observa que el valor de β_1 casi no varía[5].
- Para rigideces relativas del orden de 3 a 5, el momento en el borde de la losa resulta despreciable (no ocurre lo mismo con el esfuerzo en la viga).
- Para rigidez relativa nula (la viga no existe), se tiene un entrepiso sin vigas. En este caso los momentos resultan ser iguales a:

$$Mx = m_y = 0.1109 \cdot q \cdot L^2$$

[5] Se hace "igual" al correspondiente a una losa sobre apoyos no deformables.

$$m_{borde} = 0.1527 \cdot q \cdot L^2$$

Como puede apreciarse, el momento máximo no se produce en el centro de la placa sino en el borde. También se puede acotar que el momento de borde es mayor que el momento medio dado que éste vale $q \cdot L^2/8$.

Según se vio, la rigidez relativa entre vigas y losas tiene un papel importante en las solicitaciones que éstas vayan a tener. Algunos arquitectos solicitan el uso de las denominadas “vigas cinta” (figura 14). La particularidad de estas vigas consiste en que su ancho es mayor que su altura.

Estas vigas resultan, desde el punto de vista de su eficiencia estructural, menos interesantes dado que al tener poca altura la inercia debe lograrse aumentando su ancho. Asimismo, al momento de calcular armaduras, presentarán un menor brazo de palanca interno. Desde el punto de vista del corte (en Hormigón Armado) no presentan inconvenientes salvo el hecho de que, en algún caso, podrán requerir un estribado en cuatro o más ramas.

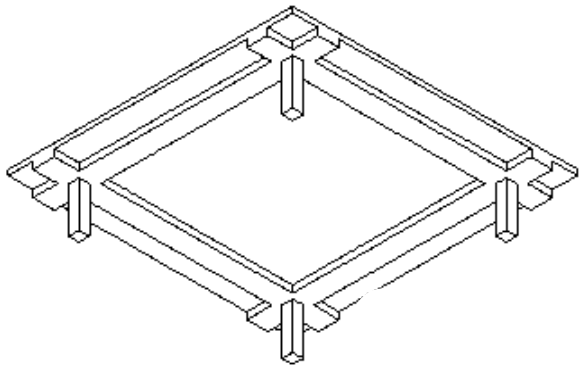


Figura 14 *Losa apoyada perimetralmente con vigas planas*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

4.1.4 Losa de un entrepiso apoyado perimetralmente

En este sistema la losa será aligerada o llena y estará apoyada en sus extremos sobre vigas. Es por eso que las cargas se distribuyen hacia sus cuatro extremos como se muestra en la figura 15.

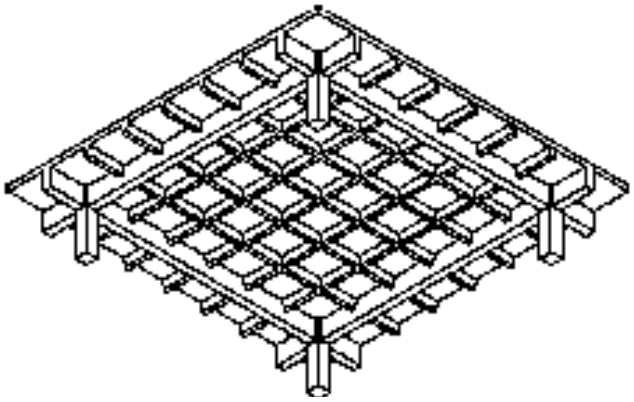


Figura 15 *Losa aligerada con apoyos perimetrales*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

Como el peso propio juega un papel importante, aparece la tendencia natural de aligerar el peso del entrepiso, ya sea colocando aligerantes como poli estireno o bloques cerámicos o colocando moldes y luego retirándolos, dejando en la zona extendida únicamente nervios finos en los que se ubica la armadura.

5 CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS CON LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS SOBRE VIGAS

La elección de sistema de entrepiso a utilizar en una estructura, está regida por aspectos arquitectónicos y de funcionalidad de ambientes, las cuales al momento de diseñar se traducen en demandas estructurales, y también la ubicación geográfica que tendrá nuestra estructura.

Las demandas estructurales están siempre asociadas a los requerimientos arquitectónicos dentro de los que se encuentran las restricciones de altura, las ubicaciones posibles de vigas y columnas, la presencia de aberturas para circulaciones y conducciones verticales, la instalación de conducciones horizontales (p.e. aire acondicionado, calefacción, etc.), tiempos de resistencia al fuego y las sobrecargas accidentales. Aunque frecuentemente menos tenidos en cuenta, están también los aspectos relacionados con el mantenimiento y la durabilidad.

Se menciona en varios textos que en cuestión de requerimientos de aire acondicionado o calefacción, esta solución de entrepiso no es muy conveniente.

La ubicación geográfica impondrá las acciones de viento, nieve, temperatura y sismo a considerar y los valores de mercado darán los costos de materiales y mano de obra que, junto con el plazo disponible para la ejecución de la obra, terminarán de definir las pautas generales de proyecto.

Este sistema estructural de losas y vigas se caracteriza por tener flechas bajas, puse debe a la colaboración de las vigas, las cuales proveen de alta rigidez y peralte de flexión, presentan deformaciones pequeñas con lo que se reduce el riesgo de tener fisuras en mamposterías y revoques.

El análisis estructural de este sistema de entrepiso será más sencillo y convencional, sin presentar problemas preocupantes antes cargas laterales como las producidas por el viento, considerado en el análisis de estructuras de más de 20m de alto.

La parte de diseño estructural será mas simple pues existe regularidad y uniformidad en las armaduras, lo que permite un mejor desempeño en cuestión de mano de obra.

Pero este tipo de losa en una estructura es un poco más dificultosa en el momento de construir, puesto que al tener vigas el conjunto requiere de encofrados para estas, los cuales tienen refuerzos bastante laboriosos pero necesarios. Además se debe garantizar tener un apoyo rígido (empotrado) en las uniones, pues la modelización está basada en ese principio.

La estandarización del encofrado de estos entrepisos presenta determinadas dificultades que no se presentan en la ejecución del encofrado de los entrepisos sin vigas.

Las estructuras que presentan plantas complicadas, no son fáciles de solucionar con este sistema de entrepisos, pues al existir vigas colgadas son visibles quitando estética, altura y luminosidad al ambiente, además que deben seguir una configuración tal que los ejes de las vigas coincidan con el de columnas, pues vigas y columnas deben formar pórticos, concepto en el que se basa su diseño.

A continuaciones muestra fotografías de la Biblioteca Central de la UCB, que actualmente se construye con entrepisos con vigas perimetrales.

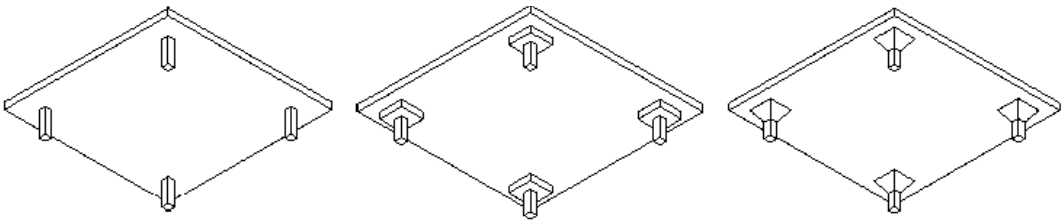
Fotografía 1 *Biblioteca Central UCB (Etapa de construcción)*

Fotografía 2 *Detalle Entrepiso armado en dos direcciones con vigas perimetrales*

Fotografía 3 *Detalle Entrepiso armado en dos direcciones con vigas perimetrales*

6 LOSAS PLANAS

Se trata de losas apoyadas directamente sobre columnas (Figura 16a) o bien apoyadas en columnas mediante la interposición de ábacos (Figura 16b) y/o capiteles (Figura 16c).



(a) **(b)** **(c)**

Figura 16 *Tipos de losas apoyadas directamente sobre columnas*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

Los entrepisos sin vigas constituyen un tipo de estructura característica del Hormigón Armado. Están formados por losas asentadas directamente sobre columnas, sin la interposición de vigas que reciban las cargas para transmitirlas a las mismas. La losa que constituye cada entrepiso tiene espesor uniforme, salvo cuando en correspondencia con las columnas se disponen refuerzos, como los que se describen a continuación.

El contacto entre la losa de un entrepiso y las columnas que lo sostienen puede ser directo, sin intervención de elementos de refuerzo que modifiquen las dimensiones de las losa o de las columnas (Figura 16a);

puede ser reforzado, con un incremento de espesor de la losa, o bien con un ensanche de las columnas formando un capitel (Figura 16a y 16b) o con ambos.

6.1 Comportamiento de losas planas

Si las luces en ambas direcciones son iguales no existen direcciones preferenciales para el trabajo estructural aunque se verá luego que la distribución de solicitaciones dista mucho de ser homogénea.

La mayor eficiencia estructural se logra cuando las columnas se encuentran ocupando los vértices de una trama cuadrada pero aún así son frecuentes las tramas rectangulares. Como se verá más adelante, se suele utilizar vigas en el perímetro externo o rodeando aberturas importantes para mejorar el comportamiento frente al punzonamiento.

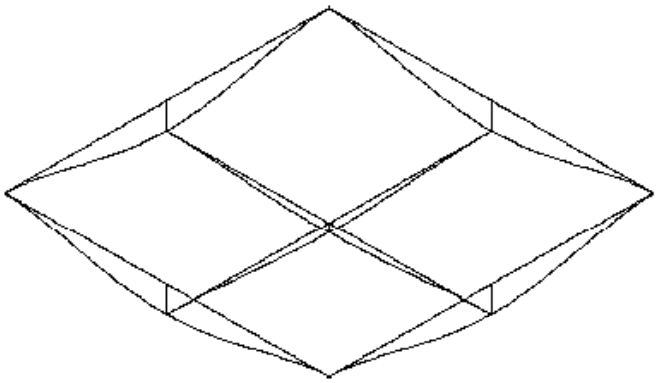


Figura 17 *Deformada de un paño interior de un entrepiso sin vigas*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

En la Figura 17 se ha representado la deformada de un paño interior de un entrepiso sin vigas con trama cuadrada de columnas sometido a la acción de una carga uniforme. Como es lógico, las flechas en coincidencia con las columnas son nulas. Si se observa cuidadosamente las deformadas, se notará que las líneas que unen columnas presentan mayores curvaturas que las líneas que unen los centros de tramo aún cuando estas últimas presentan mayores flechas absolutas. El hecho interior está indicando que en las zonas próximas a las columnas (que suelen recibir el nombre de

fajas o bandas de columna) los momentos flectores son mayores que en las zonas internas de los paños (que suelen recibir el nombre de fajas o bandas centrales). Lo que ocurre es que las fajas de columna presentan mayor rigidez relativa y se constituyen en “apoyos” de las zonas interiores. En estos sistemas los mayores momentos de tramo no coinciden con las zonas de mayores flechas absolutas. Se ha recalcado el adjetivo absolutas dado que si se analizan las flechas de cada una de las líneas respecto a sus respectivos “apoyos” se verá que las fajas de columna presentan mayores flechas relativas que las centrales y de allí las mayores curvaturas que conducen a mayores momentos flectores. Observando las curvaturas correspondientes a momentos negativos se notará que éstos también son mayores en coincidencia con las fajas de columnas.

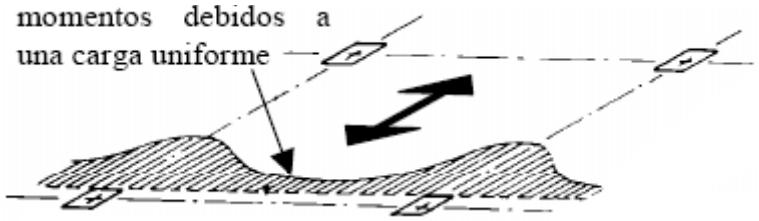


Figura 18 *Variación de los momentos flectores negativos*

FUENTE: HERNÁNDEZ Balat, Victorio; *Entrepisos Planos*

En la Figura 18 se ha graficado sobre la línea que une dos apoyos la variación de los momentos flectores negativos que se producen en la dirección normal a dicha línea. El diagrama confirma la fuerte concentración de momentos sobre las columnas que se dedujo a partir de las deformadas.

Si se realizara un diagrama que indicara no la variación de momentos que actúan en dirección normal a la línea de apoyos sino los momentos sobre esa línea, estos se parecerían mucho a los de una viga continua (negativos en los apoyos y positivos en el tramo) y repitiendo dicho diagrama sobre una faja central se vería un diagrama similar al anterior pero con valores menores.

6.2 Métodos de diseño de losas planas.

En un principio, para resolver los entrepisos sin vigas, se usaron métodos de cálculo aproximados. Las investigaciones posteriores permiten apreciar de una manera más exacta el comportamiento de estos entrepisos. De ahí que los actuales métodos de cálculo se denominan exactos. Estos son mencionados a continuación y no se hace un análisis de los mismos pues en la línea de investigación del presente trabajo.

- Métodos aproximados
    1. *Método de A. F. Loleit*
    2. *Método simplificado de M. I. Shtaerman*
- Métodos exactos
    1. *Método del pórtico de sustitución*
    2. *Método utilizando series trigonométricas*
    3. *Método con series biarmónicas*
    4. *Método de pórticos virtuales*

De los más usados y en la actualidad mas aceptados para el cálculo de losas planas es el de Pórticos Virtuales, debido a la veracidad de resultados que se pueden obtener con este método.

7 ESTRUCTURAS A BASE DE LOSAS PLANAS

Los entrepisos sin vigas, como estructuras sustituyen a los entramados corrientes de Hormigón Armado. Las estructuras en base a losas planas no conforman una estructura isostática en si como muchos autores indican pues esta estructura deberá asegurar una igual rigidez que cualquier otra estructura, es la razón de ser de cualquier estructura, aunque si para lograr esta rigidez se deberá en algunos casos aumentar las dimensiones de sus elementos, no indicando con esto un efecto antieconómico. Su uso

ocasionalmente estas condicionado a razones de economía estructural, pero más frecuentemente a cuestiones arquitectónicas y funcionales.

7.1 Componentes estructurales de estructuras a base de losas apoyadas sobre columnas

Un entrepiso sin vigas está formarlo por una losa plana, de Hormigón Armado, de espesor uniforme, apoyada sobre filas de columnas intermedias y sobre columnas o muros portantes perimetrales (Figura 19).

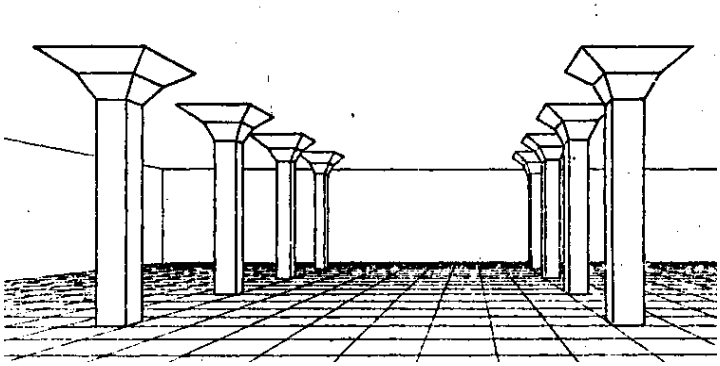


Figura 19 *Vista general de un local con entrepisos sin vigas*

FUENTE: SHATAERMAN, M.I., IVIANSKI, A. M.; *Entrepisos sin Vigas*

En los últimos tiempos se empezaron a aplicar, los entrepisos sin vigas, también como ménsulas, es decir, haciendo sobresalir en voladizo la losa del entrepiso por fuera del plano de las columnas perimetrales.

La retícula de columnas, es decir, la disposición de las columnas en el plano, tiene, habitualmente, forma cuadrada o rectangular. En su parte superior las columnas se ensanchan formando los llamados capiteles, los cuales sirven de apoyo a la losa.

Un entrepiso sin vigas se construye con cuatro elementos distintos (Figura 20):

- columnas;
- capiteles;
- ábacos
- losa;
- vigas perimetrales.

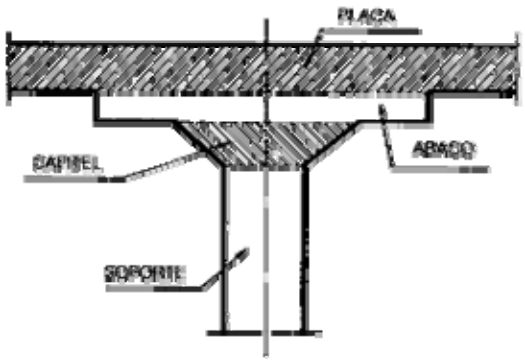


Figura 20 *Componentes de una losa apoyada sobre columnas*

7.1.1 Columnas

Las columnas que se usan con las losas planas necesariamente soportan un momento al mismo tiempo que una carga axial.

También deben respetar un tamaño mínimo que está en función a la altura de la losa para asegurar la protección al efecto de punzonamiento en la losa.

La construcción de las columnas para los entrepisos sin vigas no se diferencia, en esencia, en nada de la construcción de las columnas para los entrepisos con vigas. Las columnas pueden ser cuadradas, rectangulares, poligonales o circulares.

Las cargas que actúan sobre los entrepisos deben ser transferidas a las columnas a través de esfuerzos de corte. En el caso de los entrepisos sin vigas ya se ha visto las cargas se transfieren a la columna provocando esfuerzos de punzonamiento

Todas las columnas intermedias tienen, en su parte superior, uno de los tres tipos de capiteles que se verán más adelante; las columnas perimetrales se hacen con medios capiteles o sin éstos.

Para la ejecución de las columnas, ya sea para entrepisos sin vigas como para entrepisos con vigas, se plantean siempre las mismas exigencias.

En vista de que, en comparación con los entrepisos de vigas los entrepisos sin vigas son menos rígidos, todas las columnas, tanto las intermedias como las perimetrales, independientemente de que los tramos sean iguales o desiguales, deben ser calculadas a la acción conjunta de fuerza normal y momento, tal como se hace con los elementos de una estructura aporticada.

En los últimos tiempos se plantea la utilización de columnas metálicas; en este caso se debe prescindir de los capiteles. Las columnas metálicas ocupan un espacio notablemente menor que las de Hormigón Armado, por lo que, con su utilización, se puede aumentar la superficie útil. Cabe agregar que esto es sumamente importante en el caso de haber rieles o perfiles suspendidos, al igual que las vías de movimiento, al formarse, entre las columnas, los así llamados "espacios muertos" inutilizables.

7.1.2 Capiteles.

Como ya se ha dicho, la parte superior, ensanchada, de las columnas, llamado capitel, es la que sirve para apoyo de la losa.

Los capiteles dan mayor rigidez a la unión entre la columna y la losa, por lo que aumentan la rigidez de todo el entrepiso, disminuyen las luces de cálculo de las losas y, en consecuencia, los valores de los momentos flectores.

Al mismo tiempo aseguran una distribución uniforme de los momentos en el ancho de la placa y una superficie, suficientemente grande, de apoyo de la losa sobre las columnas.

Con la formación de una gran superficie de resistencia al cizallamiento de la losa, se asegura la estabilidad de la estructura.

Las columnas perimetrales, en ausencia de vigas de borde, deben tener semi-capiteles; habiendo vigas de borde, las columnas perimetrales pueden tener semi-capiteles o no tenerlos del todo.

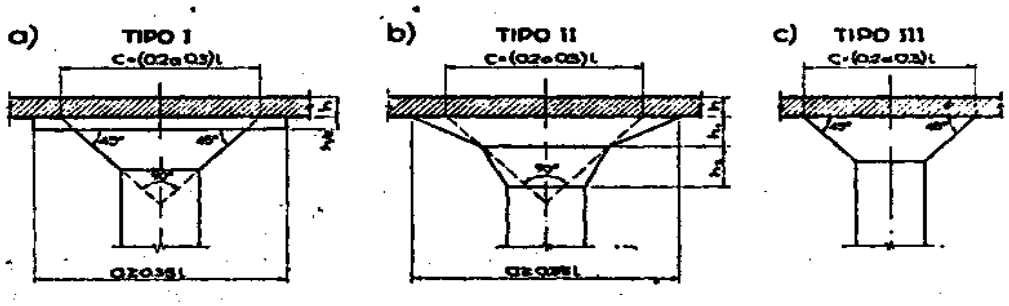


Figura 21 *Tipos de capiteles:*

a) Tipo I, con placas sobre el capitel; b) tipo II, con quiebre; e) tipo III, sin placa sobre el capitel.

FUENTE: SHATAERMAN, M.I., IVIANSKI, A. M.; *Entrepisos sin Vigas*

Por lo común los capiteles son de tres tipos (Figura 21): I) con una placa sobre el capitel (Figura 21a); II) con quiebre (Figura 21b); III) sin la placa sobre el capitel (capitel recto) (Figura 21c).

Los dos primeros tipos de capiteles se utilizan para el caso de cargas medianas y pesadas; el tipo III, que se usa considerablemente menos, únicamente para el caso de cargas menores. Entre los dos primeros tipos se debe preferir el capitel con quiebre, tanto desde el punto de vista del trabajo estético como del arquitectónico. En razón de sus ventajas es que el capitel con quiebre ha alcanzado amplia difusión.

La mejor relación de alturas $\frac{h_1}{h_2}$ de los capiteles con quiebre (Figura 20b) es la siguiente: $\frac{h_1}{h_2} = \frac{2}{3}$.

Al determinar las medidas se debe distinguir entre las medidas reales y los valores de cálculo.

Como ancho de cálculo del capitel c (Figura 21) se toma, medido en la superficie inferior de la losa, el diámetro de la base del cono recto que es tangente interiormente al contorno del capitel.

Las dimensiones de los capiteles deben verificarse y fundamentarse por medio del cálculo de la losa bajo la acción de los esfuerzos ocasionados,

por las cargas en el perímetro de intersección del cono de tangencia del capitel.

En la mayor parte de los casos no es necesaria la armadura de los capiteles ya que su sección es lo suficientemente grande como para que no aparezcan esfuerzos de tracción en los bordes y para que los esfuerzos de compresión sean siempre menores a los admisibles. Por eso el armado de los capiteles responde únicamente a una razón constructiva, la de asegurar una mejor unión entre la columna y la losa.

Los capiteles sin quiebre se arman, habitualmente, con varillas rectas, de 8 ó 10 mm. De diámetro, colocadas en los ángulos y en la parte media de los lados y unidas entre sí con tres o cuatro estribos de 6 mm de diámetro.

Los capiteles con quiebre se arman de la misma manera fue los simples los semi - capiteles, de las columnas adosadas a La pared, se arman igual a los capiteles enteros.

En los capiteles con placa superpuesta el capitel se arma como el capitel simple; la placa superpuesta, en la cual sólo aparecen esfuerzos de compresión, no necesita de armadura calculable. Se arma, únicamente por razones constructivas, con una malla de varillas de 8 ó 10 mm. De diámetro, separadas a 10 ó 15 cm., con sus extremos doblados en ángulo recto hacia arriba.

Pero al mismo tiempo la ausencia de capiteles disminuye notablemente la rigidez de la estructura del entrepiso, y esto trae consigo el aumento de los momentos flectores.

7.1.3 Losa de un entrepiso sin vigas

La losa de un entrepiso sin vigas tiene un espesor uniforme en toda su extensión; el espesor se determina, por medio de los cálculos, sobre la base de consideraciones ya sea de orden estático-económicas, ya sea por las deformaciones admisibles.

Lo aceptado es determinar el espesor de la losa considerando mayor momento positivo, cuando se utilizan capiteles con quiebre o con placa, y el mayor momento relativo cuando se utilizan capiteles sin la placa.

Una vez determinado el espesor de losa, lo que corresponde será investigar si la solución adoptada es económica y para el caso considerado, determinar el porcentaje óptimo de armadura.

7.1.4 Vigas perimetrales

Los entrepisos sin vigas se construyen, indistintamente, con o sin vigas perimetrales sobre las columnas periféricas. En los últimos tiempos todas las grandes obras se hacen sin las vigas perimetrales. En el caso en que sobre el borde del entrepiso sin vigas no hay cargas de paredes, el entrepiso sin vigas de borde presenta, frente al entrepiso con vigas de borde una serie de considerables ventajas.

Las vigas perimetrales, por regla general se disponen por debajo de la losa, pero a veces, pueden disponerse por encima de la misma. (Figura 22)

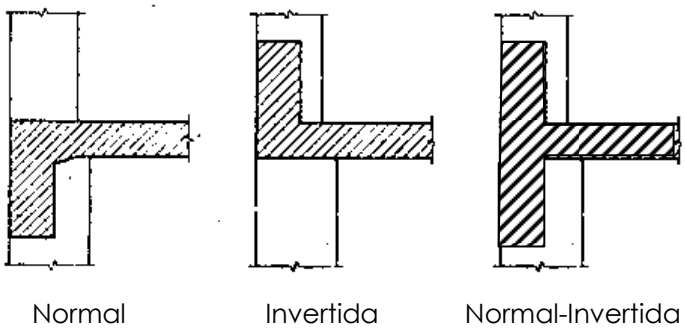


Figura 22 *Vigas perimetrales*

FUENTE: SHATAERMAN, M.I., IVIANSKI, A. M.; *Entrepisos sin Vigas*

Como en las vigas perimetrales aparecen momentos de torsión, cuyo cálculo es dificultoso, se acostumbra armar estas vigas con estribos cerrados de 6 – 8mm de diámetro, espaciados entre si en no mas de 20cm y estos estribos no se toman en cuenta al dimensionarse, dichas vigas, a la carga transversal.

8 CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS CON LOSAS PLANAS

Los entrepisos sin vigas, de Hormigón Armado, han sido ampliamente aplicados a la construcción de cámaras frigoríficas, depósitos de varios pisos y edificaciones diversas alrededor de todo el mundo.

La gran difusión alcanzada por estos entrepisos en la construcción tiene su explicación en ventajas que presentan frente a los otros tipos de entrepisos.

Varios textos señalan que las estructuras con figuras y geometrías complicadas en planta son fáciles de solucionar con éste tipo de losa, pues se puede colocar columnas en varios lugares sin depender de los ejes provistos por las vigas. En el caso de entrepisos simples, el espesor y la armadura de los tramos fijos entre columnas dependen únicamente del valor de la carga útil.

El encofrado estándar de los entrepisos sin vigas se arma y desarma fácilmente; su montaje es de ejecución simple; la superficie del entrepiso, una vez desencofrado, queda limpia y en raras ocasiones es necesario repasarla en lugares aislados.

Este encofrado, después de haber sido aplicado aproximadamente 5 veces en una sola obra, y una vez sometido a su correspondiente reparación, es todavía utilizable en una obra análoga. El encofrado presenta también una serie de ventajas en lo que respecta a la aminoración de las dificultades de ejecución de los trabajos y en las posibilidades de disminuir los plazos de su realización, lo que se traduce en ahorro de mano de obra.

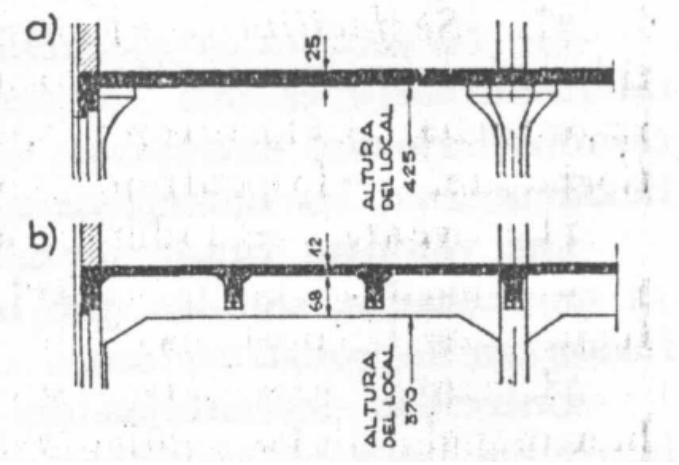


Figura 23 *Altura libre de entrepisos*

(a) Para entrepisos sin vigas (b) para entrepisos con vigas perimetrales

FUENTE: SHATAERMAN, M.I., IVIANSKI, A. M.; *Entrepisos sin Vigas*

En el proyecto de los edificios los técnicos, por lo general, dan la altura de los pisos en "altura libre", es decir, desde el piso hasta el límite inferior de las vigas, en el caso de entrepisos con vigas perimetrales, o hasta el techo, en el caso de los entrepisos sin vigas (Figura 23). Lo mismo se puede decir en relación al problema de la calefacción y respecto a otros usos de los edificios en los cuales se aplican los entrepisos sin vigas. A esto se agrega que disminuye la longitud de las tuberias, de los conductos eléctricos y de otras instalaciones de los edificios.

Las ventajas fundamentales de los entrepisos sin vigas, ya enumeradas, son las que han determinado su amplia difusión en la construcción.

Entre las desventajas de los entrepisos sin vigas deben de ser mencionadas, y entre estas se tiene.

Las dimensiones de las luces de los entrepisos sin vigas son limitadas, pues al no existir una unión entre ejes de columnas las deformaciones de losa entre columna y columna podrían sobrepasar las admisibles al querer incrementar las luces debiendo aumentar el espesor de losa para evitar dicho efecto.

Los paneles rectangulares de los entrepisos sin vigas son menos económicos que los cuadrados; no es frecuente concebir una estructura solamente con paneles cuadrados ya que no siempre existe esa simetría en los diseños arquitectónicos.

El diseño estructural sería más complicado al usar este tipo de entrepiso, pues se debe muy cauteloso en la repartición de refuerzos en las distintas porciones de losa, y debido a esto las armaduras no tendrán la uniformidad que se tiene al usar entrepisos con vigas, ni presentaran regularidad ya que esto dependerá de la localización de columnas, dimensiones, geometrías y cargas.

Las cargas deben viajar primero en una dirección y luego en otra hasta llegar a los apoyos puntuales, es decir toda la carga se transmite en ambas direcciones y por lo tanto los momentos flectores se producen en la dirección de la luz mayor. Por esta causa la práctica de considerar la totalidad de la carga para los pórticos virtuales en ambas direcciones, que se describió anteriormente, responde a una realidad mecánica y en consecuencia no constituye una reserva de seguridad.

Es por esta última consideración menciona que muchos consultores desechan la opción de diseñar con losas planas, pues razonan que al considerar la carga para ambas direcciones x y y, se estaría sobredimensionando la estructura, pero este hecho no es real pues esto solo es un procedimiento de cálculo y no produce resultados mayorados.

Debido a su baja rigidez y bajo peralte de flexión, estas losas presentan flechas algo elevadas, sin que esto signifique falla estructural, ocasionando que los elementos de construcción de mamposterías y revoques muestren fisuraciones.

El punzonamiento que se presenta en este tipo de entrepisos es considerable y es por eso que siempre se debe hacer comprobaciones a este efecto y más aun en lugares de alto riesgo sísmico, pues no tienen un comportamiento favorable en el caso de un análisis dinámico.

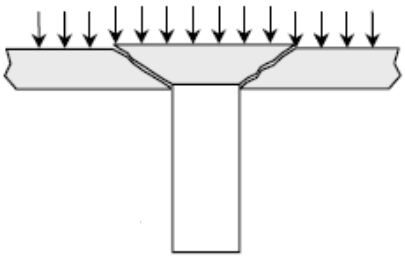


Figura 24 *Típica falla por punzonamiento*

En la ciudad de La Paz actualmente se construyen dos edificios en la Av. Ballivián (Zona Sur), Estos edificios de departamentos se muestran a continuación.

Fotografía 4 *Edificio "Torre Lucia"*

Fotografía 5 *Edificio Calle 13 (Av. Ballivián)*

9 RECOMENDACIONES DEL EUROCÓDIGO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

9.1 Materiales a emplear

9.1.1 Hormigones

Se define una serie de hormigones tipificados:

$$C12/15,\ C16/20,\ C20/25,\ C25/30,\ C30/37,\ C35/45,\ C40/45,\ C45/55,\ C50/60$$

$$E_{cm} = 26000,\ 27500,\ 29000,\ 30500,\ 32000,\ 33500,\ 35000,\ 36000,\ 37000$$

En donde el primer número indica la resistencia característica f_{ck} a los 28 días en probeta cilíndrica expresada en N/mm^2 (MPa); el segundo número es en probeta cúbica. En todas las fórmulas en que aparezca, se utiliza el primer número.

El módulo de elasticidad secante E_{cm} es el correspondiente a cada tipo de hormigón según se indica en el párrafo anterior. Coeficiente parcial de seguridad $\gamma c = 1.5$

9.1.2 Aceros

Denominación	Límite elástico (fyk) en N/mm^2
S220	220
S400	400
S500	500

Modulo de elasticidad E_s = 200.000N/mm^2

Límite de deformación máxima = 0,01

Coeficiente parcial de seguridad γ_s= = 1,15

Diámetros utilizables: 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25

9.2 Combinaciones de acciones

Se ha considerado lo indicado en ENV 1991-1, Eurocódigo 1, Parte 1, Bases de Proyecto.

Las combinaciones básicas consideradas son las siguientes: Estados límite últimos (hormigón, equilibrio cimentaciones, hormigón en vigas, acero laminado y armado, acero conformado)

a) Situaciones de proyecto definitivas y transitorias:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj}\, G_{Kj} + \gamma_{Q1}\, Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi}\, \psi_{oi}\, Q_{Ki}$$

Siendo:

$\gamma Gj = 1$, si su efecto es favorable, y 1.35 si es desfavorable

$\gamma Q1$, $\gamma Gi = 0$ si su efecto es favorable, y 1.50 si es desfavorable

$\psi oi =$ valor de combinación, que según la tabla COEFICIENTES ψ es:

- categorías A, B, C y D: 0.7 (viviendas, oficinas, áreas de reunión, comercios)
- categoría E: 1.0 (almacenes)
- carga de viento: 0.6

Para tensiones sobre el terreno, (rotura del suelo), cambia lo siguiente:

$\gamma Gj = 1,$ ya sea favorable o desfavorable

$\gamma Q1$, $\gamma Qi = 0$, favorable, 1.3, desfavorable

Se recuerda que es un estado límite último, por lo que la tensión del terreno debe ser de cálculo, es decir, aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

9.3 Efectos del viento según recomendaciones del EUROCÓDIGO

La cuarta sección de la primera parte del Eurocódigo 1 (EN 1991-1-4) proporciona la dirección para la evaluación de cargas de viento para el diseño estructural de edificios hasta una altura de 150 m, chimeneas y otras estructuras de Cantilever, vías y puentes de ferrocarril hasta una longitud de 200m y puentes de ciclo/pie hasta una longitud de 30 m. Esto

no cubre acciones de viento sobre torres de enrejado, puentes colgantes y puentes de suspensión, mástiles elevados o estructuras costeras.

9.4 Diagramas tensión-deformación

9.4.1 Diagramas tensión-deformación del Hormigón

En compresión se limita la deformación unitaria a 0.0035, y en compresión simple 0.002.

Se adopta el diagrama parábola-rectángulo en soportes, limitando la tensión de cálculo a 0.85 f_{cd}.

Para losas y vigas se acepta el diagrama rectangular.

9.4.2 Diagramas tensión-deformación del Acero

Se limita la deformación unitaria al valor 0.01.

9.4.3 Estado límite último frente a cortante

Se comprueba que $Vsd < Vrd_2$ en borde de apoyos.

Si $Vsd \geq Vrd_1$ se coloca refuerzo a cortante, y se comprueba en toda sección situada a partir de un canto útil (d).

$$V_{rd1} = \left[\tau_{rd} \cdot K \cdot (1.2 + 40\,\rho_1)\right] \cdot bw \cdot d$$

Siendo

$$\tau_{rd} = \left(0.25\, f_{ctk,0.05}\right) / \gamma_c$$

$$K = \left[1.6 - d\,(\text{en metros})\right] \not< 1$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{bw \cdot d} \not> 0.02$$

A_{sl} : área de armadura longitudinal de tracción

$$V_{rd2} = \frac{1}{2} \nu \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot 0.9 \cdot d$$

$$\nu = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \not< 0.5 \quad \left(f_{ck} \text{ en N/mm}^2\right)$$

Si $Vsd \geq VRd1$, se hace $Vcd = VRd1$ y se obtiene:

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Cortante en la unión de ala-alma en secciones en Ton (vigas), siendo el rasante

$$v_{sd} = \frac{\Delta Fd}{a_v} = \left(\frac{V_{sd}}{0.9d} \cdot \frac{b_1}{b} \right)$$

Debe verificarse que:

$$v_{sd} \leq 0.2\, f_{cd} \cdot h_f$$

$$v_{sd} \leq \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{yd}$$

En vigas de cimentación, en las que se considera la flexión de las alas, se tomará la mayor de las dos.

9.4.4 Estado límite último frente a torsión

Debe verificarse que $Tsd \leq TRd_1$ siendo

$$T_{Rd1} = 2\nu f_{cd} \cdot t \cdot A_k \qquad \begin{cases} t \leq \frac{A}{u} \begin{cases} \geq h_o \\ \leq 2c \end{cases} \\ A_k = (b-t)\cdot(h-t) \\ \nu = 0.7\left(0.7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \geq 0.35 \end{cases}$$

- Cálculo de armadura transversal (estribos en vigas)

$$2\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{T_{sd}}{A_k \cdot f_{ywd}}$$

para los estribos perimetrales.

- Cálculo de incremento en armadura longitudinal (en vigas)

$$A_{sl} \geq \frac{T_{sd} \cdot u_k}{2A_k \cdot f_{yld}}$$

Comprobación conjunta de cortante y torsor.

$$\left(\frac{T_{sd}}{T_{Rd1}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd1}}\right)^2 \leq 1$$

9.4.5 Estado límite último de punzonamiento

Se aplica una comprobación como elemento a cortante en las secciones que de forma automática, y paralela a apoyos se realiza, desde 0.5d, e incrementando secciones nomotéticas cada 0.75d. Si es necesario, se refuerza con ramas verticales. Se efectúa en losas y zonas macizas de reticulares.

9.4.6 Estado límite último de inestabilidad frente al pandeo

Se comprueba en pilares. Como soporte aislado, si la esbeltez mecánica λ es menor que 25, se aplica lo siguiente:

- excentricidad mínima: $e_o = \frac{h}{20}$
- excentricidad de 2º orden, según el modelo de la columna – modelo.

$$e_2 = K_1 \cdot \frac{lo^2}{10}\left(\frac{1}{r}\right)$$

$$K_1 = \frac{\lambda}{20} - 0.25$$

$$K_1 = 1 \quad si\ \lambda > 35$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0.9 \cdot d},\ \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s},\ K_2 = 1$$

la excentricidad de cálculo será:

$$e_{TCT} = e_o + e_a + e_2$$

9.4.7 Estados límite de utilización

• **Fisuración**: se calcula de forma opcional el ancho de fisura:

$$W_K = 1.7 \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{rm}$$

$$S_{rm} = 50 + 0.25 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r},$$

en flexión $K_1 = 0.8$, $K_2 = 0.5$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}},\ A_{c,ef} = 2.5\,(h-d) \cdot b$$

se realiza la comprobación en vigas (considerando el 50% de la sobrecarga)

• **Deformaciones**: se aplica el método de Branson, se limita para cada límite de flecha, como valores por defecto:

Flecha total a plazo infinito: $L/250$

Flecha activa: $L/500$

9.4.8 Otras prescripciones

• Cuantía mecánica mínima de la armadura de tracción:

$$A_s = K_c \cdot K \, f_{ct,ef} \, \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

es la condición de rotura frágil, que se expresa por

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.04 \, A_c \cdot f_{cd}$$

• Fisuración por cortante:

Si $Vsd > 3\ Vcd$, se limita la separación de estribos (vigas)

$\frac{V_{sd}-3\ V_{cd}}{\rho_w \cdot b_w \cdot d}\ (N/mm^2)$	S (mm)
≤ 50	300
75	200
100	150
150	100
200	50

Armadura de piel si el canto es mayor o igual a 1m.

$$A_{piel} = 0.04\, A_c \cdot f_{cd}$$, limitándose la separación.

S-400, $\phi_{max} = 25$ mm, $S \leq 250$ mm.

S-500, $\phi_{max} = 20$ mm, $S \leq 200$ mm.

9.4.9 Prescripciones de detalle

9.4.9.1 Posición de las armaduras y longitudes de anclaje

• Posición I, buena adherencia, barras verticales, la armadura inferior, y la superior si el canto de la pieza es ≤ 250 mm.

• Posición II, mala adherencia

La terminación en patilla normalizada permite obtener $l_{b,neta}$ = 0.7 lb.

• Posición I: $l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$; en posición II: $l_b = \frac{l_b}{0.7}$

Si el área por cálculo es menor que la real colocada, entonces:

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \frac{A_{snec}}{A_{sreal}} \geq \alpha \cdot l_b$$

Siendo:

α = 0.3 en barras en tracción

α = 0.6 en barras en compresión

Además $l_{b,neta}$ será mayor que 15 diámetros y 200 mm.

En la armadura vertical en pantallas y muros, se realiza solapes en el arranque de cada planta, multiplicando por un factor α_1, según las barras estén en compresión o tracción, que en el caso último será:

α = 1.4 (si a<10 , solapando más del 50% de las barras)

α =2.0 (si a>10 , solapando más del 50% de las barras)

9.4.9.2 Elementos estructurales

a) Soportes

Si $\frac{h}{b} \leq 4$ es una columna, en otro caso será una pantalla.

Armadura mínima longitudinal: Φ 12 mm.

Cuantía mínima $A_{s\,min} = 0 \cdot 15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0.003\, A_c$

Cuantía máxima $\leq 0.08\, A_c$

Cercos:

$$\text{mínimo diámetro} \begin{cases} \phi\ 6\text{mm} \\ \geq \frac{1}{4}\phi \text{ longitudinal mínima} \end{cases}$$

$$\text{separación máxima} \leq \begin{cases} 12\ \phi \text{ longitudinal} \\ \text{menor dimensión transversal} \\ 300\ \text{mm} \end{cases}$$

en cabeza y pies, y en altura de la mayor dimensión transversal se multiplica la separación por 0,6.

b) Vigas:

ARMADURA MÍNIMA:

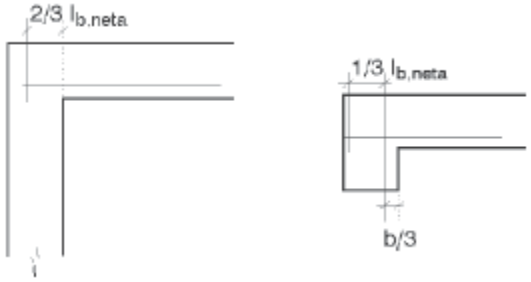
$$A_s \geq 0.04\, A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \geq 0.6 \frac{b \cdot d}{f_{yk}} \geq 0.0015 \cdot b \cdot d$$

ARMADURA MÁXIMA:

$$As \leq 0.04\ Ac$$

ANCLAJE DE LA ARMADURA INFERIOR:

- En apoyo extremo: Se anclará la mitad del valor el cortante (0.9).



Se anclará al menos el 25% de la armadura del vano.

- En apoyos interiores: se anclará al menos 10φ desde la cara de apoyo, y desde el eje la longitud mínima.
- Cuantía mínima de armadura transversal (estribos)

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot bw}$$

Clase de hormigón	Clase de acero		
	S220	S400	S500
c12/15 a c20/25	0.0016	0.0009	0.0007
c25/30 a c35/45	0.0024	0.0013	0.0011
c40/50 a c50/60	0.0030	0.0016	0.0013

Separación máxima entre estribos:

Si:

$$V_{sd} \le \frac{1}{5} V_{Rd2} \quad : S_{max} = 0.8d \ge 300mm$$
$$\frac{1}{5} V_{Rd2} < V_{sd} \le \frac{2}{3} V_{Rd2} \quad : S_{max} = 0.6d \ge 300mm$$
$$V_{sd} > \frac{2}{3} V_{Rd2} \quad : S_{max} = 0.3d \ge 200mm$$

Separación máxima transversal entre ramas:

Si $V_{sd} \le \frac{1}{5} V_{Rd2}$, $S_{max} \le d$

Si $V_{sd} > \frac{1}{5} V_{Rd2}$, se aplica igual que en el apartado anterior para cada escalón.

ARMADURA DE TORSIÓN:

Cumplirá las separaciones indicadas para cortante, y además $S_{max} \le \frac{u_k}{8}$, siendo u_k el perímetro eficaz. La armadura en las caras, colocada como piel resistente a torsión, no deberá distar más de 350 mm.

c) Losas macizas:

Se ancla la armadura decalando un canto útil d, y la separación máxima entre armaduras será:

Armadura principal ≤ 1.5 h ≤ 300 mm

Armadura secundaria ≤ 2.5 h ≤ 300 mm

Las cuantías mínimas y máximas serán las indicadas para flexión.

d) Muros de Hormigón Armado:

La relación entre lado mayor/menor será ≥ 4, y si no cumple se advierte que es una columna, aplicando sus cuantías mínimas.

Cuantías mínimas y máximas/separaciones.

$$\text{Armadura vertical: } \left\{ \begin{matrix} \geq 0.004\ A_c \\ \leq 0.04\ A_c \end{matrix} \right\} \begin{matrix} s \leq 2 \cdot \text{espesor} \\ s \leq 300\ \text{mm} \end{matrix}$$

$$\text{Armadura horizontal: } \geq 50\% \text{ de la vertical}$$

$$s \leq 300\text{mm}$$

$$\phi_h \geq \frac{1}{4}\ \phi \text{ vertical}$$

Si la cuantía de la armadura vertical es ≥ 0.02 Ac, se colocará armadura de atado transversal.

10 PROGRAMAS COMPUTACIONALES PARA EL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO: CYPECAD v2004.b

CYPECAD es el software para el proyecto de edificios de Hormigón Armado y de estructura metálica que permite el análisis espacial, el dimensionado de todos los elementos estructurales, la edición de armaduras y secciones y la obtención de los planos de construcción de la estructura.

Realiza el cálculo de estructuras tridimensionales formadas por soportes y forjados, incluida la cimentación, y el dimensionado automático de los elementos de Hormigón Armado y metálicos.

CYPECAD fue concebido para realizar el cálculo y dimensionamiento de estructuras de Hormigón Armado y metálicas, sometidas a acciones horizontales y verticales, para viviendas, edificios y proyectos de obra civil.

10.1 Datos generales

Se eligen las acciones de viento y sismo (análisis modal espectral), seleccionando las características según lo descrito en las normas. En los

dos casos puede realizar la consideración de efectos de segundo orden (P-delta).

Dispone de libre definición del número de hipótesis. Cargas lineales, superficiales y puntuales, en cualquier posición.

Genera automáticamente el peso propio de todos los elementos.

Biblioteca de combinaciones predefinidas y con posibilidad de editar por el usuario.

Está adaptado para normativas internacionales.

CYPECAD dispone de numerosas opciones de cálculo, con explicaciones y gráficos en pantalla, para personalizar el análisis, el cálculo y el armado mediante tablas.

10.1.1 Entrada de datos. (Geometría de la estructura)

La introducción geométrica de una obra en CYPECAD se realiza en las vistas en planta de los diferentes niveles de la estructura, del mismo modo que se visualizan los planos en obra evitando de esta manera la introducción de datos en tres dimensiones que resulta más compleja.

Con CYPECAD puede introducir los datos de una estructura de tres modos diferentes:

INTRODUCCIÓN AUTOMÁTICA DE OBRAS. Esta modalidad está disponible en un módulo de CYPECAD especial. Dicho módulo fue concebido para la generación automática de la estructura (columnas, distribución de plantas, cargas generales, vigas de contorno y vigas de huecos interiores). Todo esto es posible tras la solicitación al usuario de los datos generales que definen la estructura y la interpretación por parte del programa de los planos de arquitectura en formato DXF o DWG.

CON AYUDA DE DXF O DWG USADOS COMO PLANTILLAS. Puede introducir los soportes y las vigas de la estructura ayudándose de un dibujo en formato DXF o DWG. En esta modalidad es posible utilizar las capturas a los

elementos del dibujo en formato DXF o DWG de modo que se ajusten a las posiciones que tienen en estos ficheros con una precisión máxima de milímetros.

INTRODUCCIÓN POR COORDENADAS GLOBALES O RELATIVAS. El programa también permite la introducción de columnas y vigas por coordenadas referidas al origen de coordenadas o a cualquier otro punto.

En la introducción de una estructura puede utilizar según convenga cualquiera de las tres modalidades mencionadas.

La gestión de vigas permite que éstas sean rectas o curvas, y que su introducción se realice de modo continuo o discontinuo. Los desplazamientos y ajustes a DXF o DWG son posibles durante la entrada de vigas o una vez colocada en planta. También puede añadir el número de plantas, columnas, vigas o paños que desee.

Si se dispone del módulo de introducción automática de obras, no sólo se podrá ajustar vigas a líneas de DXF o DWG, sino también a poligonales abiertas o cerradas de estos ficheros de dibujo.

Obtiene la vista 3D sólida e inmediata del grupo actual o del edificio completo, sin necesidad de un cálculo previo.

PUEDE INTRODUCIR FORJADOS HORIZONTALES O INCLINADOS. La introducción de estos últimos es muy sencilla, ya que tan sólo debe definir planos inclinados, ya sea por 3 puntos, por una recta de pendiente dada o por la recta de máxima pendiente. A continuación, se asignan a paños introducidos previamente en proyección horizontal, evitando la compleja introducción en 3D.

Es posible copiar toda la geometría de una planta sobre otra, y también las características de un paño (incluido el punto de paso) sobre otro de la misma planta o de plantas diferentes.

10.2 Memoria de cálculo de CYPECAD v2004.b

10.2.1 Descripción de análisis efectuado por el programa

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados. Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas, y no forjados, en la planta. Cuando en una misma planta existan zonas independientes, se considerará cada una de éstas como una parte distinta de cara a la indeformabilidad de esa zona y no se tendrá en cuenta en su conjunto. Por tanto, las plantas se comportarán como planos indeformables independientes.

Una columna no conectada se considera zona independiente. Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral) y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

10.2.2 Cálculo de la estructura efectuado por el programa

Una vez que se han introducido todos los datos es posible calcular la estructura. Durante el proceso aparecerán mensajes informativos acerca de la fase de cálculo en la que se encuentra el programa. También se emiten mensajes de error si hay datos incompatibles con el cálculo.

La primera fase del programa será la generación de las estructuras geométricas de todos los elementos, formando la matriz de rigidez de la estructura. Si el programa detecta datos incorrectos, emitirá mensajes de error y detendrá el proceso. Esta fase se puede ejecutar de forma independiente para un grupo o para toda la obra.

La segunda fase consiste en la inversión de la matriz de rigidez por métodos frontales. En caso de que sea singular, se emitirá un mensaje que advierte de un mecanismo, si detecta dicha situación en algún elemento o en parte de la estructura. En este caso el proceso se detiene. En una tercera fase se obtienen los desplazamientos de todas las hipótesis definidas. Se emitirá un mensaje que indica desplazamientos excesivos en aquellos puntos de la estructura que superen un valor, ya sea por un incorrecto diseño estructural o por las rigideces a torsión definidas en algún elemento. Si existen problemas de estabilidad global, se debe revisar la estructura, cuando se hayan considerado efectos de segundo orden.

La cuarta fase consiste en la obtención de las envolventes de todas las combinaciones definidas, para todos y cada uno de los elementos: vigas, forjados, pilares, etc.

En la quinta y última fase se procede al dimensionamiento y armado de todos los elementos definidos, de acuerdo a las combinaciones y envolventes, geometría, materiales y tablas de armado existentes. En caso de superarse en alguna viga la resistencia del hormigón por compresión oblicua, se emite un mensaje que indica que hay cortante excesivo. El programa continúa hasta el final, emitiendo un informe.

10.3 Resultados mostrados por el programa

Se dispone de numerosas herramientas que permiten comprobar todos los resultados gráficos en pantalla.

Tras el cálculo es posible visualizar la deformada de la estructura en 3D, producida por las hipótesis simples o por combinaciones de hipótesis,

incluyendo en estas combinaciones al sismo. También es posible observar una animación del proceso de deformación que produce la combinación de hipótesis seleccionada.

Los desplazamientos, esfuerzos, combinaciones de esfuerzos y cuantías de losas macizas, losas de cimentación y forjados reticulares se pueden representar en diagramas de isovalores (gráficos de colores en el que cada color representa un valor) y en diagramas de isolíneas (curvas que unen puntos geométricos con el mismo valor).

Realiza también la consulta gráfica de envolventes de esfuerzos, flechas, etc.

Se puede modificar los armados de todos los elementos con la consiguiente comprobación en zapatas, encepados, vigas, columnas y forjados de viguetas.

Con el editor de armado de vigas se obtiene la visualización completa del pórtico y se puede modificar gráficamente los resultados, añadir, borrar, unir, dividir barras longitudinales y estribos, así como modificar las longitudes y las patillas.

Es posible copiar armados entre pórticos de la misma o de diferentes plantas y agrupar pórticos de la misma planta antes y después del cálculo.

Se puede igualar automáticamente los armados de negativos en forjados de viguetas, teniendo en cuenta criterios de longitudes o cuantías y longitudes. De ese modo obtiene armados más uniformes y, por tanto, de mayor facilidad constructiva.

Modifica los armados de reticulares y losas por medio de tablas a la vista. Se puede copiar el armado de una planta a otra, modificar la geometría después del cálculo e introducir armaduras sin calcular.

La edición de zapatas, encepados, placas de anclaje, y vigas centradoras y de atado es una herramienta muy potente que posibilita la comprobación de cualquier geometría y armado definido por el usuario. Permite obtener los

listados de todas las comprobaciones efectuadas en la cimentación y observar su grado de cumplimiento.

Es posible igualar la geometría, la tipología y los armados de zapatas, encepados, vigas centradoras, vigas de atado y placas de anclaje.

10.4 Planos efectuados por el programa

Los planos de proyecto se pueden configurar en diferentes formatos, ya sean estándar o definidos por el usuario, así como los tamaños de papel. Además se pueden dibujar por diferentes periféricos: impresora, plotter o ficheros DXF o DWG. Será necesario configurarlos en Windows para su correcto funcionamiento, y tener instalados los drivers correspondientes.

En el plano se puede incluir cualquier tipo de detalle constructivo o dibujo en formato DXF o DWG, además de utilizar los recursos de edición que permite el programa: textos, líneas, arcos, DXF. Se puede aplicar cualquier escala, grosor de los trazos, tamaño de letra, carimbo, etc., de manera que se puede personalizar completamente el dibujo del plano.

Todos los elementos están definidos en capas y se pueden seleccionar para cada dibujo los elementos que se deseen. Básicamente, se pueden dibujar los siguientes planos:

1. *Planta de Replanteo.*
2. *Plantas de Estructura.*
3. *Despiece de Vigas.*
4. *Cuadro de Pilares y Placas de Anclaje.*
5. *Despiece de Pilares y Pantallas.*
6. *Acciones en cimentación.*
7. *Muros de sótano.*
8. *Plano de cargas.*
9. *Plano de ménsulas cortas.*

10.5 Comprobación y Dimensionado de Elementos por el CYPECAD

Para el dimensionado de las secciones de Hormigón Armado en estados límites últimos se emplean el **método de la parábola-rectángulo y el diagrama rectangular**, con los diagramas tensión-deformación del hormigón y para cada tipo de acero, de acuerdo con la normativa vigente.

Se utilizan los límites exigidos por las cuantías mínimas y máximas indicadas por las normas, tanto geométricas como mecánicas, así como las disposiciones indicadas referentes a número mínimo de redondos, diámetros mínimos y separaciones mínimas y máximas. Dichos límites se pueden consultar y modificar por pantalla en **Opciones**. Otros se encuentran grabados en ficheros internos.

10.6 Listados mostrados por el programa

Se obtiene con facilidad los listados de todos los datos introducidos y de los resultados: listado de datos de obra, combinaciones usadas en el cálculo, de cimentación, ménsulas cortas, envolventes, armados y medición de todos los elementos, cuantías de obra, cargas horizontales de viento, coeficientes de participación (sismo), efectos de segundo orden, etc.

Todo ello se obtiene en pantalla o por impresora, pero también puede crear ficheros en formato HTML, DXF, DWG, RTF, PDF, etc.

11 CÁLCULO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

11.1 Estado límite último bajo solicitaciones normales. *Principios generales de cálculo*.

11.1.1 Consideraciones generales

El estudio de las secciones de Hormigón Armado tiene por objeto comprobar que, *bajo la combinación más desfavorable de acciones*, la pieza no supera cada uno de los estados límites, en el supuesto de que ambos materiales, hormigón y acero, tuviesen como resistencias reales *las resistencias minoradas o de cálculo.* Es decir,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

con los siguientes significados

f_{ck} = resistencia característica del hormigón;

γ_c = coeficiente de minoración del hormigón;

f_{yk} = límite elástico característico del acero;

γ_s = coeficiente de minoración del acero

En el presente subtítulo se establecen las bases de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales, *en el estado límite último de agotamiento resistente,* que es el más importante y debe ser siempre comprobado.

Se debe recordar que se denominan solicitaciones normales las que originan tensiones normales sobre las secciones rectas y están constituidas por un momento flector y un esfuerzo normal, referidos al centroide del hormigón solo; a ellas esta referido este apartado.

Una sección de Hormigón Armado sometida a solicitaciones normales puede alcanzar el estado límite de agotamiento mediante tres formas diferentes: por exceso de deformación plástica del acero, por aplastamiento del hormigón en flexión y, finalmente, por aplastamiento del hormigón en compresión.

a) Se admite que, en piezas sometidas a tracción o a flexión con pequeñas cuantías, el estado límite de agotamiento se origina como consecuencia de una deformación plástica excesiva de sus armaduras, que se fija en un 10 por 1.000.

b) En piezas sometidas a flexión con cuantías medias o grandes, el estado límite de agotamiento se origina por aplastamiento del hormigón con deformaciones del orden del 3,5 por 1.000.

c) Por último, en piezas sometidas a compresión simple o compuesta, el colapso de la pieza se origina por aplastamiento del hormigón con deformaciones del orden del 2 por 1.000, es decir, menores que en el caso de flexión.

Tanto el Código Modelo CEB-FIP como en el EUROCÓDIGO preconizan, para el estudio de las secciones de Hormigón Armado en las distintas formas de agotamiento, un método que cubre de una manera continua todas las solicitaciones normales, desde la tracción simple hasta la compresión centrada, cuyas hipótesis básicas se indican a continuación.

Naturalmente, las tensiones que se producen en el agotamiento de una sección no pueden determinarse admitiendo un comportamiento elástico y lineal para ambos materiales, hormigón y acero.

11.1.2 Bases de cálculo

El estudio de las secciones de forma cualquiera sometidas a solicitaciones normales, en el estado límite último de agotamiento resistente, es decir, en el agotamiento por rotura o por deformación plástica excesiva, se efectúa de acuerdo con las siguientes hipótesis.

11.1.2.1 Caracterización del estado límite último

Existen una serie de situaciones de agotamiento correspondientes a las distintas solicitaciones normales que cubren, de una manera continua, desde la tracción simple a la compresión centrada. En cada una de estas situaciones se conocen las deformaciones en dos fibras de la sección.

11.1.2.2 Compatibilidad de deformaciones

Bajo la acción de las solicitaciones, las armaduras tienen la misma deformación que el hormigón que las envuelve. Se admite la hipótesis de Bernulli de que las deformaciones normales a una sección transversal siguen una ley plana. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación l_0/h, de la distancia entre puntos de momento nulo al canto total,

sea superior a 2[6], excepción hecha de las zonas de discontinuidad geométrica o mecánica que pueda presentar la pieza. Estas zonas, al igual que las vigas cortas, se tratan mediante la Teoría de Bielas y Tirantes.

Como consecuencia de esta hipótesis y la anterior, al conocerse las deformaciones en dos fibras de la sección y su ley de variación lineal, quedan determinadas las deformaciones en todas sus fibras.

11.1.2.3 Diagramas tensión-deformación del hormigón

Si se fija un diagrama tensión-deformación apropiado para el hormigón, conocida la deformación en una fibra de la sección queda determinado, unívocamente, el valor de la tensión en dicha fibra.

Se admiten los siguientes diagramas tensión-deformación para el hormigón. En todos ellos se prescinde de la colaboración del hormigón en tracción, no muy confiable y de escasa importancia.

a) *Diagrama parábola-rectángulo de cálculo,* formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (Figura 25). El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en compresión simple), y el vértice del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión de 0,85 f_{cd} siendo f_{cd} la resistencia minorada o de cálculo del hormigón a compresión.

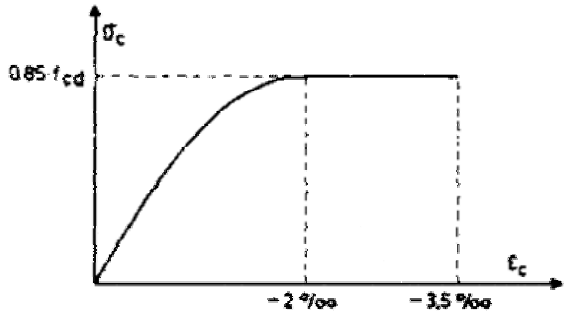


Figura 25 *Diagrama parábola - rectángulo de cálculo*

[6] Para vigas cortas no puede admitirse la hipótesis de Bernulli debido a la gran influencia que tienen las deformaciones por esfuerzo cortante.

Este diagrama conduce a resultados perfectamente concordantes con la experimentación existente.

b) *Diagrama rectangular de cálculo,* formado por un rectángulo de anchura $0.85 f_{cd}$ y cuya altura, *y*, en función de la profundidad del eje neutro, *x,* es (Figura 26):

$$\begin{aligned} &para \quad x \le 1,25h \quad y = 0,8x \\ &para \quad x > 1,25h \quad y = h \end{aligned}$$

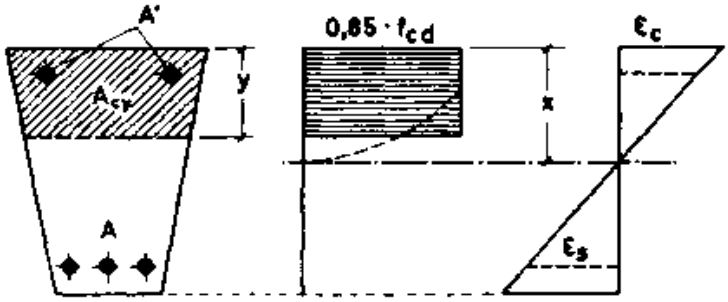


Figura 26 *Diagrama rectangular de cálculo*

c) *Otros diagramas de cálculo,* como parabólicos, birrectilíneos, trapezoidales, rectangulares con tope, etc., siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de una manera satisfactoria, con los correspondientes a la parábola-rectángulo o queden del lado de la seguridad.

11.1.2.4 Diagramas tensión-deformación de los aceros

La tensión en cualquier armadura se obtiene a partir de la deformación de la fibra correspondiente, mediante el diagrama tensión-deformación de cálculo del acero empleado.

El diagrama de los aceros empleados en Hormigón Armado depende del método de fabricación utilizado, por lo que debe ser el fabricante quien lo facilite.

El EUROCÓDIGO admite, a falta de datos experimentales, el diagrama característico de la figura 24, formado por la recta de Hooke y otra recta

inclinada determinada como se indica en la figura. La rama de compresión es simétrica a la de tracción respecto al origen.

Como módulo de deformación longitudinal del acero se admite el valor

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \, \frac{N}{mm^2} \left(MPa \right)$$

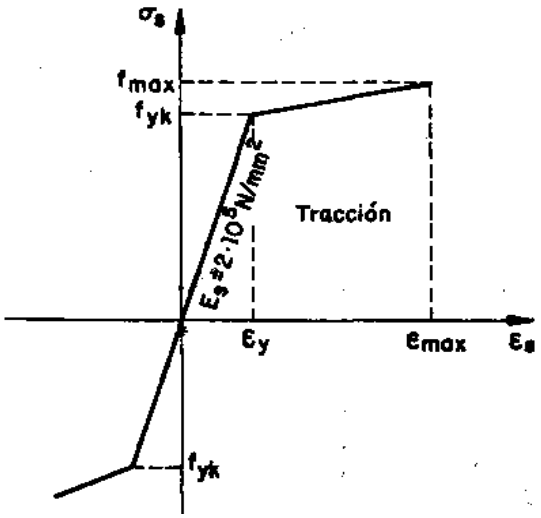


Figura 27 *Diagrama característico σ – ε del acero*

El diagrama tensión-deformación de cálculo de los aceros se obtiene a partir del característico mediante una afinidad efectuada paralelamente a la recta de Hooke, de razón $1/\gamma_s$ siendo γ_s el coeficiente de seguridad del acero (Figura 28a). Como simplificación que queda del lado de la seguridad, puede usarse el diagrama de la figura 29b, cuya segunda rama es horizontal.

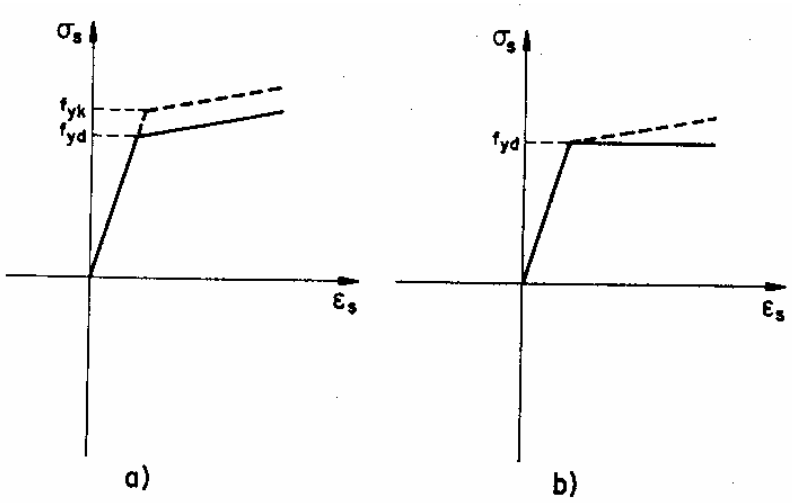


Figura 28 *Diagrama de cálculo σ – ε del acero: (a) no simplificado; (b) simplificado.*

11.1.2.5 Condiciones de equilibrio

Se aplicarán a la sección las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas y momentos, igualando las resultantes de las tensiones en hormigón y acero, y sus momentos, a las componentes de la solicitación exterior. Estas condiciones de equilibrio se establecen con todo detalle en el apartado de ecuaciones de equilibrio y compatibilidad.

11.1.3 Dominios de deformación de las secciones, en el estado límite último de agotamiento resistente

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la solicitación, conducen a admitir varios dominios que han sido esquematizados en la figura 29 y que se estudiará detalladamente a continuación.

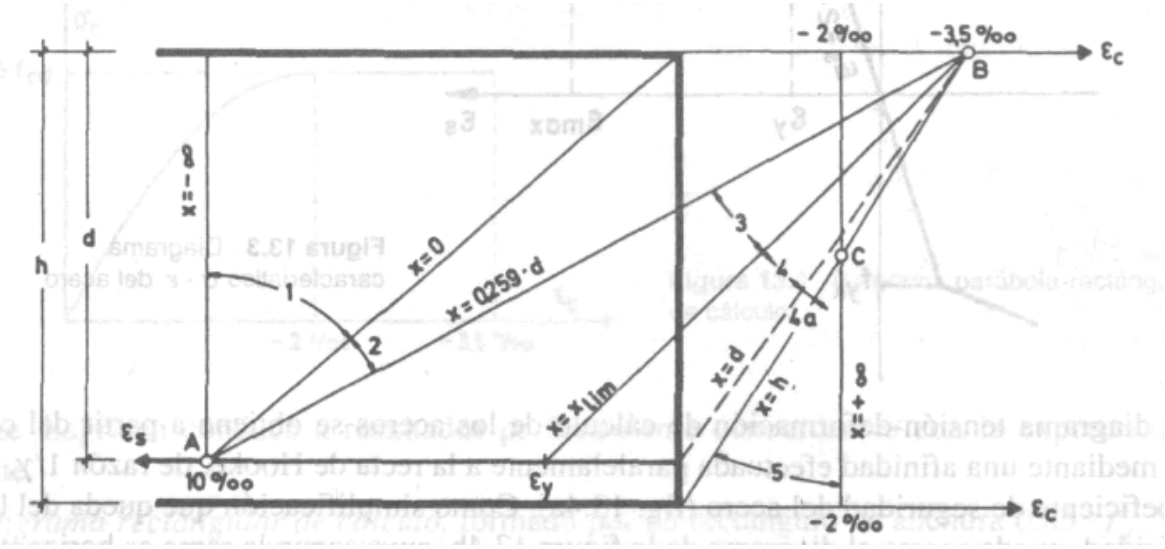


Figura 29 *Diagrama de Pivotes*

FUENTE: JIMÉNEZ, GARCÍA, MORÁN; *Hormigón Armado (14º Ed)*

Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto *A* (pivote 1) correspondiente a un alargamiento del acero más solicitado a tracción del 10 por 1.000. Se cubre así el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = -\infty$ *y* $x = 0$.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la rotura. Las rectas de deformación continúan girando alrededor del punto *A* (pivote 1) correspondiente a un alargamiento del acero más solicitado a tracción del 10 por 1.000. La máxima deformación del hormigón es inferior a 3,5 por 1.000 en valor absoluto. Se cubre así el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = 0$ y $x = 0.259d$.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto *B* (pivote 2) correspondiente al máximo acortamiento del hormigón e. = 3,5 por 1.000. El alargamiento de la armadura más solicitada a tracción está comprendido entre el 10 por 1.000 y ε_y, siendo ε_y la

deformación correspondiente al límite elástico del acero. Se cubre así el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = 0.259d$ *y* $x = x_{\lim}$.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación continúan girando alrededor del punto *B* (pivote 2). El alargamiento de la armadura más solicitada a tracción está comprendido entre e_y y cero. Se cubre así el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = x_{\lim}$ *y* $x = d$.

Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación continúan girando alrededor del punto *B* (pivote 2). En este dominio se cubre el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = d$ *y* $x = h$.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto *C* (pivote 3) definido por la intersección de las dos rectas dibujadas en la figura (en compresión simple la deformación de rotura del hormigón es del 2 por 1.000). En este dominio se cubre el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = h$ y $x = +\infty$.

11.1.4 Ecuaciones de equilibrio y compatibilidad

El estudio más general de una sección de Hormigón Armado, en el estado límite último de agotamiento, debe referirse a una sección de forma cualquiera sometida a solicitaciones normales y tangenciales, con una distribución arbitraria de armaduras.

No obstante, en este apartado se trata solamente del caso de secciones con un eje de simetría, sometidas a solicitaciones normales que actúan en dicho eje, y provistas de dos armaduras principales A_{s1} y A_{s2} (Figura 31).

Sea una sección deforma cualquiera pero simétrica respecto al plano deflexión, sometida l *a tracción simple o compuesta, flexión simple o compuesta, o compresión simple o compuesta.*

Las ecuaciones de equilibrio, en el estado último de agotamiento, pueden ponerse en la forma (Figura 24):

$$N_u = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot dy + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$$

$$N_u \cdot e_1 = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot (d - y) \cdot dy + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d_2)$$

con los siguientes significados:

N_u = esfuerzo normal de agotamiento;

e_1 = excentricidad de N_f referida a la armadura $A_{,i}$;

A_{s1} = área de la sección de la armadura más fraccionada o menos comprimida;

A_{s2} = área de la sección de la armadura más comprimida o menos fraccionada;

x = distancia del eje neutro a la fibra más comprimida o menos solicitada a tracción;

d = canto útil;

h = canto total;

d_1 = distancia del c. d. g. de la armadura A_{s_i} a la fibra más solicitada a tracción o menos comprimida;

d_2 = distancia del c. d. g. de la armadura A_{f2} a la fibra más comprimida o menos solicitada a tracción;

y = profundidad genérica;

σ_y = compresión del hormigón a la profundidad >•;

σ_{s1} = tensión de la armadura A_{tl};

σ_{s2} = tensión de la armadura A ,.

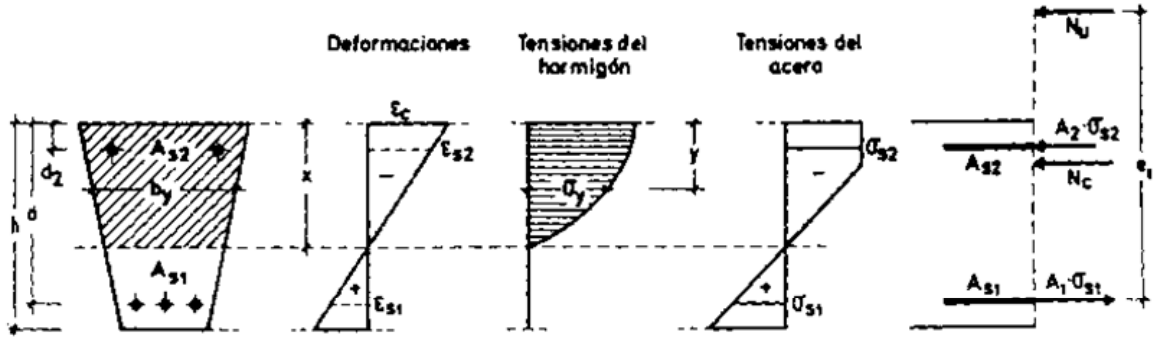


Figura 30 *Condiciones de Equilibrio de una sección en el caso general*

FUENTE: JIMÉNEZ, GARCÍA, MORÁN; *Hormigón Armado (14º Ed)*

Con objeto de obtener unas ecuaciones de equilibrio válidas para cualquier solicitación, se han considerado tanto las tensiones como los esfuerzos con su signo implícito, asignándole el signo positivo a las tracciones y el negativo a las compresiones (Figura 30). Los momentos se consideran como positivos cuando van en sentido contrario a las agujas de un reloj.

Las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones pueden ponerse en la forma:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_y}{x-y} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x-d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x-d_2} \qquad \textbf{(3)}$$

en donde las deformaciones llevan su signo implícito de acuerdo con el criterio adoptado. Una vez determinadas las distintas deformaciones

pueden obtenerse las correspondientes tensiones, mediante los diagramas tensión-deformación de ambos materiales.

Las ecuaciones de equilibrio anteriormente establecidas son válidas para cualquier solicitación, desde la tracción simple hasta la compresión centrada, siempre referidas el estado límite último de agotamiento. A continuación se efectúa un estudio de los valores extremos de la profundidad del eje neutro, en cada dominio.

11.1.4.1 Tracción simple o compuesta

Para valores de $x \leq 0$, las deformaciones corresponden al dominio 1 (Figura 23) con pivote en el punto *A.* Ambas armaduras trabajan a tracción, y la sección estará sometida a *tracción simple o compuesta.* La deformación de la armadura más solicitada a tracción será $\varepsilon_{s1} = 0.010$.

11.1.4.2 Flexión simple o compuesta

Para $0 < x < h$, las deformaciones corresponden a los dominios 2, 3, 4 y 4a (Figura 30 existirán alargamientos y acortamientos, y la sección estará sometida a *flexión simple o compuesta.* Los valores extremos de *x* que delimitan estos dominios se determinan fácilmente mediante las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones.

a) En efecto, el máximo valor de *x* en el dominio 2, o *valor crítico,* será:

$$\frac{0.0035}{x} = \frac{0.010}{d - x}, \qquad x_{crit} = 0.259d$$

es decir, que la variación de la profundidad del eje neutro, en el dominio 2, es $0 < x < 0.259d$. La deformación de la armadura A_{s1} es $\varepsilon_{s1} = 0.010$, y la correspondiente a la fibra más comprimida del hormigón variará en el intervalo $0 < |\varepsilon_c| < 0.0035$.

b) En el dominio 3, el valor de la profundidad del eje neutro, *x,* varía en el intervalo $0.259d \leq x \leq x_{\lim}$, siendo $x_{\lim}$ el *valor límite* a partir del cual la

armadura A_{s1} no alcanza su resistencia de cálculo. La deformación de la fibra más comprimida del hormigón es en este dominio $\varepsilon_c = -0.0035$. Se tiene, por tanto (Fig. 24 y 25):

$$\varepsilon_{s1} = 0.0035 \frac{d - x}{x}$$

Por otra parte, la deformación correspondiente al límite elástico es:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

de donde se deduce el valor límite de *x:*

$$x_{\lim} = \frac{d}{1.00 + 1.429 \cdot 10^{-3} \cdot f_{yd}}$$

en donde se ha tomado: $E_s = 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$, y expresando f_{yd} en las mismas unidades.

c) En el dominio 4, el valor de la profundidad del eje neutro, *x,* vana en el intervalo $x_{\lim} < x \leq d$ *y* las rectas de deformación giran alrededor del pivote *B* (Figura 29). La deformación de la fibra más comprimida del hormigón es $\varepsilon_c = -0.0035$ y la correspondiente al acero en tracción, $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_y$ siendo ε_y la deformación correspondiente al límite elástico.

d) En el dominio *4a,* el valor de la profundidad del eje neutro, *x*, varia en el intervalo *d* < *x* < *h y* las rectas de deformación giran alrededor del pivote *B* (Figura 27). La deformación de la fibra más comprimida es $\varepsilon_c = -0.0035$ y la armadura A_{s1} trabaja a una pequeña compresión.

11.1.4.3 COMPRESIÓN SIMPLE O COMPUESTA

Por último, para $h \leq x \leq +\infty$, las deformaciones corresponden al dominio 5 con pivote en el punto *C* (Figura 29). Ambas armaduras trabajan a compresión, y la sección estará sometida a *compresión simple o*

compuesta. Las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones son, en este caso:

$$\frac{0.002}{\frac{x-3}{7h}} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x-d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x-d_2}$$

de las que pueden obtenerse las deformaciones de las armaduras.

Como resumen de cuanto se ha dicho, en la figura 26 se han dibujado unos diagramas que proporcionan las deformaciones ε_{s1} y ε_{s2}, en función de la profundidad relativa del eje neutro. Las tres curvas correspondientes a la deformación ε_{s2}, de la armadura de compresión se han dibujado para los recubrimientos

$$\delta' = d'/d = d_2/d = 0.05, 0.10, \; y \; 0.15 \; .$$

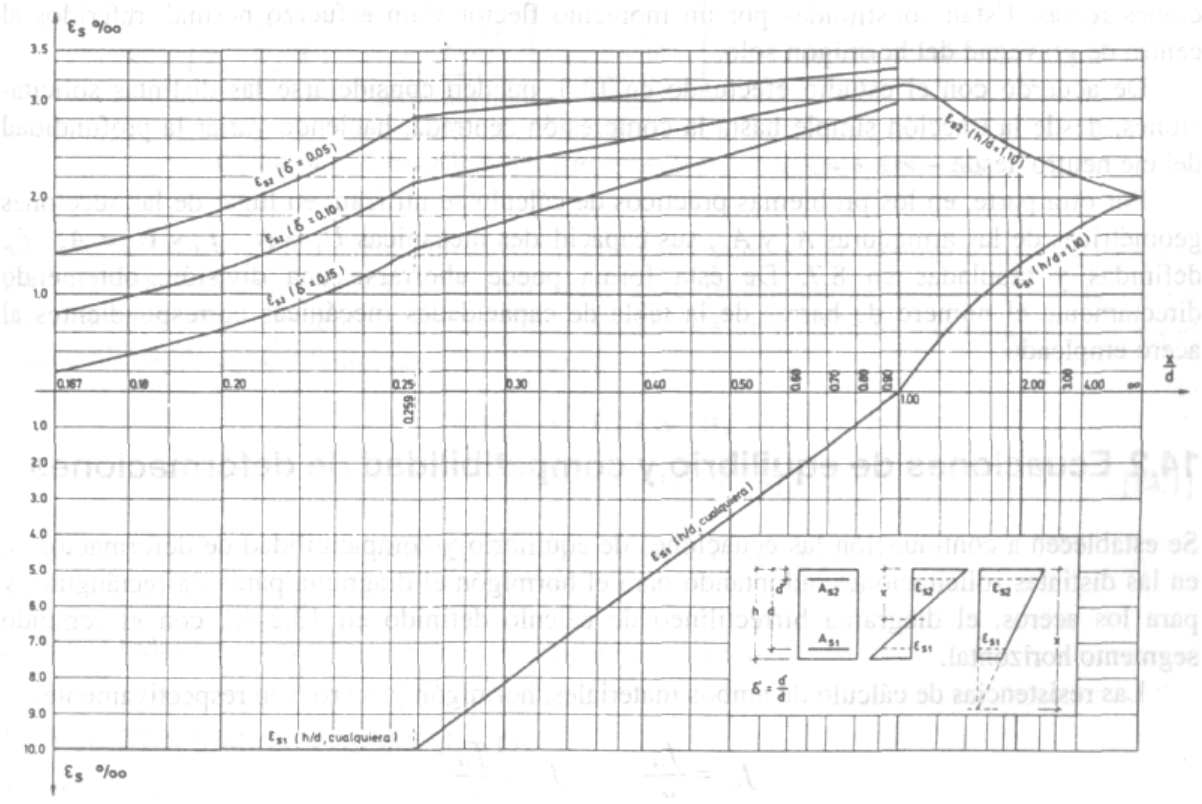
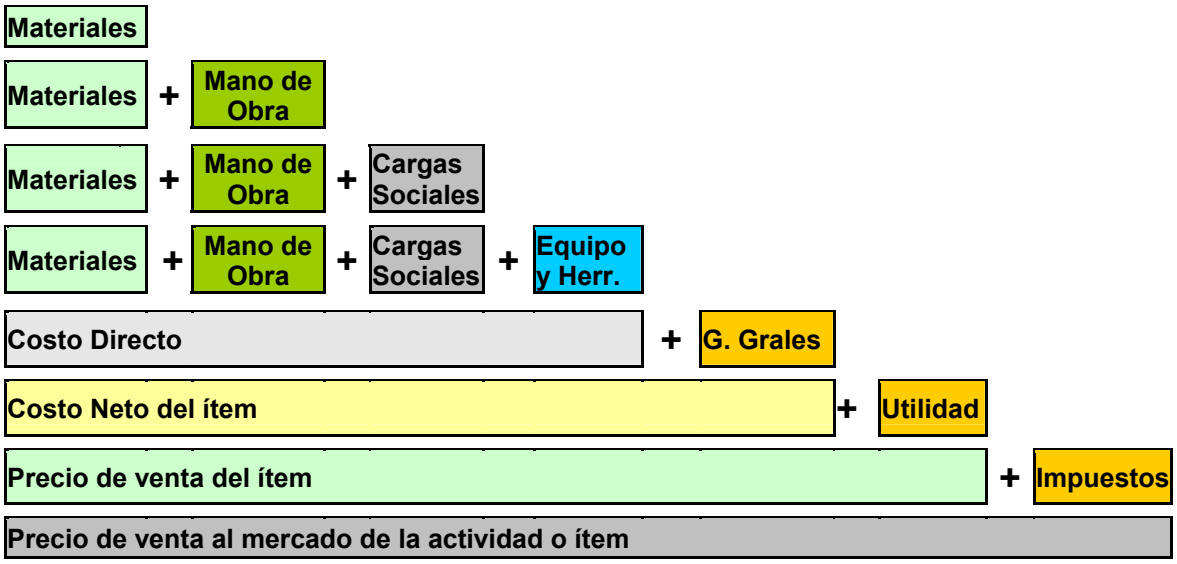


Figura 31 *Deformaciones del acero en función de la profundidad relativa del eje neutro*

FUENTE: JIMÉNEZ, GARCÍA, MORÁN; *Hormigón Armado (14º Ed)*

12 COSTOS Y PRESUPUESTO DE OBRAS ESTRUCTURALES

Ingeniería de costos es la formación de una estructura de costos y la determinación del precio de un ítem, intervienen los factores que se detallan y obedecen la estructura siguiente:



12.1 Descripción de los componentes de la estructura de costos

Los componentes de la estructura de costos serán, siguiendo el modelo de la estructuración anterior, serán:

- Materiales
- Mano de Obra
- Herramientas
- Costos Directos
- Gastos Generales
- Costo neto del Ítem
- Precio de Venta del Ítem
- Precio de venta del Ítem
- Impuestos
- Precio de venta al mercado del Ítem

Los cuales se describen a continuación.

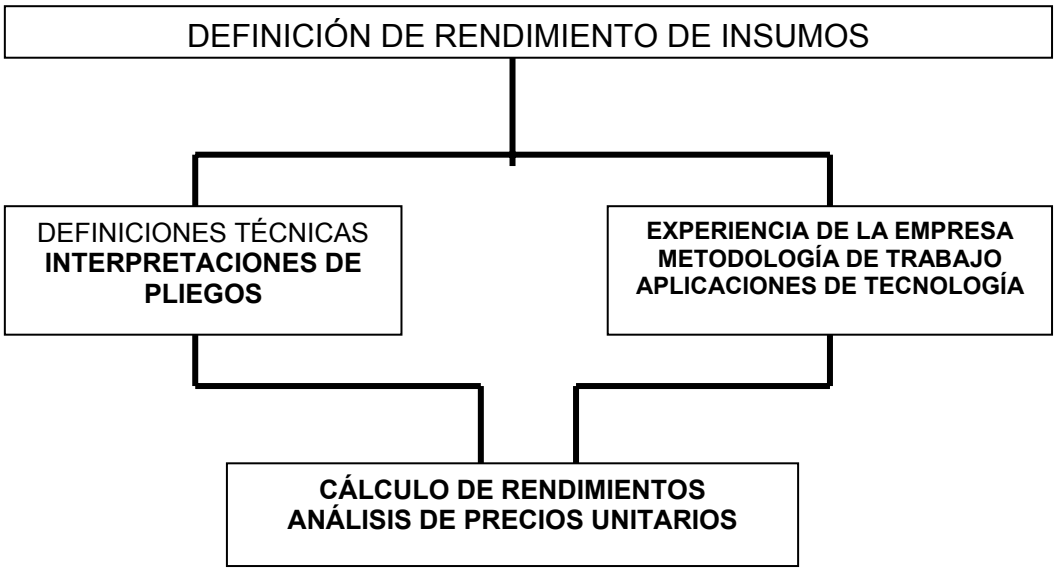
12.2 Materiales

Componente cuya importancia en la estructura de costos, es determinante, su magnitud y cantidad dependen de la definición o especificación técnica y características propias de cada uno de los materiales que participan en un ítem.

12.3 Mano de obra

Este componente presenta una dicotomía en su aplicación, siendo la primera el tiempo de ejecución de la unidad de obra, **expresada en rendimiento**, factor éste difícil de determinarse, el mismo que se halla ligado a la experiencia de los ingenieros de la empresa, la metodología de trabajo y la parte más importante, la educación de los obreros en el campo constructivo.

La segunda corresponde a los salarios a pagar a los obreros que ejecutan la actividad o ítem, que debe ser calculada considerando todas las incidencias conforme demandan las leyes vigentes en el país.



12.3.1 Cargas sociales

Este análisis va con concordancia con las Leyes que regulan la seguridad social en el país. Art. 25 del D.S. 21637 del 25/06/87, Art. 2do del D.S. 23410 del 16/02/93, Ley 1732 de 29/11/96, D.S. Nº 24586 de 29/04/97, D.S. Nº 24646 de 12/06/97.

En este componente se analiza lo siguiente:

12.3.1.1 Incidencia de inactividad

La inactividad se calcula de acuerdo al tipo de obra, para este análisis se consideran proyectos arquitectónicos, como ser edificaciones urbanas y rurales.

Se calcula considerando los días que componen el año calendario, con sus respectivos días ociosos o días que no se ejecutan labor alguna, considerando que de acuerdo al D.S. Nº 21060 Art. 67 del capítulo III, señala que en país existen 9 días feriados, incluyendo las efemérides departamentales.

Se consideran los días sin producción y los jornales a pagar, sacando de esta forma un porcentaje de incidencia de actividad, el cual por lo general es:

INACTIVIDAD = 46,37 %

El cual es solo indicativo y no definitivo.

a) Incidencia de subsidios

A partir de 1º de Enero de 1993, en cumplimiento a las previsiones contenidas en el Art. 2do del D.S. Nº 23410 del 16/02/93, que modifica la cuantía del salario mínimo nacional, los subsidios, prenatal, natalidad, lactancia y sepelio, cuya obligación está a cargo de la empresa o los

empleadores, según lo dispuesto por el D.S. 21637 en su Art. 25º del 25/06/87, deben considerarse dentro de la estructura de costos.

1) Subsidio pre - natal

Consiste en la entrega al asegurado (a) de una asignación mensual en leche entera y sal yodada, por un equivalente a un salario mínimo nacional, durante los cinco (5) últimos meses de embarazo, independientemente del subsidio de incapacidad temporal.

2) Subsidio de natalidad

Consiste en la entrega por intermedio del asegurado, a la madre gestante, de un pago único, equivalente a un salario mínimo nacional, por el nacimiento de cada hijo.

3) Subsidio de lactancia

Consisten en la entrega mensual de leche entera y sal yodada, equivalente a un salario nacional por cada hijo durante sus primeros doce meses de vida.

4) Subsidio de sepelio

Consiste en la entrega o pago de un salario mínimo nacional, por el fallecimiento de cada hijo menor de 19 años.

Para el análisis de la incidencia de los subsidios, es necesario determinar el costo mensual promedio de la mano de obra, para dicho efecto se determina el jornal o salario promedio ponderado mensual, en base a los precios vigentes en el mercado y los precios ponderados establecidos en el D.S. 18948 de 17/04/82.

Asimismo, es necesario determinar el número de trabajadores para un proyecto, considerándose 60 obreros de los cuales el 10% representa a obreros antiguos, con estos datos se determina el porcentaje de la incidencia de los subsidios.

12.3.1.2 Incidencia de aportes a entidades

Las incidencias legales vigentes que regulan los aportes patronales son:

APORTES A ENTIDADES	PATRONAL	LABORAL
Caja Nal de Salud	10,00 %	- - - - - -
Riesgo profesional	2,00 %	- - - - -
AFP Capitalización	-------	10,00%
Vivienda	2,00%	1,00%
INFOCAL	1,00%	- - - - -
Comisión AFP	------	0,50%
Riesgo Común	-------	2,00%
Total aportes	15,00%	13,50%

12.3.1.3 Incidencia de la antigüedad

De acuerdo a lo establecido por el Decreto Ley Nº 21060, se considera la antigüedad de 2 a 4 años, con un equivalente al 5% sobre el salario mínimo nacional.

Se considera que solo el 10% de los 60 obreros son antiguos.

12.3.1.4 Incidencia de la seguridad industrial e higiene

Se consideran básicos los siguientes elementos para la seguridad de los obreros.

El costo de implementos para la seguridad e higiene varía de acuerdo al tipo y tamaño de la obra.

12.3.1.5 Resumen de Cargas Sociales

Con estas consideraciones anteriormente señaladas, un ejemplo de incidencia sobre las cargas sociales se da a continuación en la tabla 4.

El valor final será el porcentaje de beneficios sociales que incide en el análisis de precios unitarios de una obra de edificación urbana.

Tabla 4 *Resumen sobre incidencia de las Cargas Sociales*

DESCRIPCIÓN	INCIDENCIA
Inactividad	46,37 %
Subsidio	3,89 %
Aportes a entidades	15,00 %
Antigüedad	0,50 %
Seguridad industrial	2,32%
TOTAL	68,08 %

12.4 Herramientas y equipo

En este ítem sólo se calculará el porcentaje de las herramientas y equipos menores que se utilizan en una obra y deben ser tomados en cuenta como un porcentaje del monto total de la mano de obra.

12.5 Costo directo

Representa a la sumatoria de las partidas $(A + B + C)$, donde

A = *Materiales;*

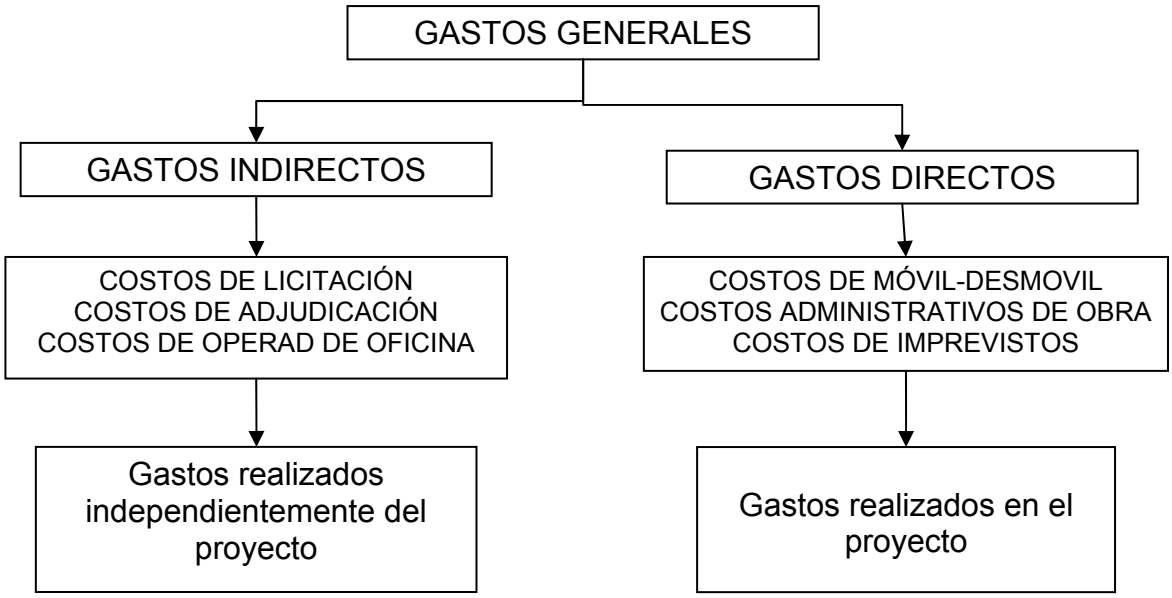
B = *Mano de obra incluyendo el porcentaje de sus cargas sociales;*

C = *Desgaste de las herramientas y equipo menor*

12.6 Gastos generales

Estos gastos son aquellos valores no incluidos e los costos directos, que deben ser evaluados para cada obra, por sus características, ubicación y otras incidencias especiales.

En este rubro existen los gastos directos e indirectos, como se expresa en el cuadro siguiente:



Los Gastos Generales son una partida dentro de la ingeniería de costos muy compleja en su interpretación, no es un porcentaje como señalan muchos analistas, representa todos los gastos que demanda un proyecto y es específico para cada obra, estando sujeto a las condiciones de ubicuidad, topografía, clima, y magnitud del proyecto.

Se expresa como porcentaje, solamente como un artificio matemático para distribuir el gasto en cada uno de los ítems o actividad que compone el proyecto; siendo el esquema explicito en su interpretación.

12.6.1 GASTOS INDIRECTOS

Para el cálculo de incidencia de la partida “Gastos Generales”, se realizará un análisis sobre los gastos o costos que demanda un proyecto, desde los costos de preparación de la presentación de la propuesta, hasta la entrega del proyecto concluido.

12.6.2 GASTOS DIRECTOS

Los Gastos Directos son aquellos gastos que se realizados por la empresa durante el proceso de licitación, como ser:

- Costos de movilización y desmovilización del personal
    - Movilización y desmovilización de equipo

- Movilización y desmovilización de personal
- Inspección de ejecutivos

- Costos administrativos de obra
  - Personal de Obra
  - Servicios no personales
  - Servicios de operación
- Costos de imprevistos

La sumatoria de estos rubros encierran el gran concepto de **GASTOS GENERALES**, cuyo valor total dividido por el costo directo de El edificio de análisis y diseño da como resultado el porcentaje a ser distribuido en cada ítem del proyecto, resultando de acuerdo a nuestra estructura de costos, el costo neto de la actividad o ítem.

12.6.3 Costo neto del ÍTEM

Es el valor o costo de un ítem sin considerar las utilidades **QUE PERSIGUE** la empresa y las cargas impositivas determinadas en porcentaje de acuerdo a Leyes y reglamentos.

12.6.3.1 Utilidad de la Empresa

La Constitución Política del Estado en su artículo 7mo, inciso d) Art. 156º, faculta a toda persona el derecho fundamental de trabajar y dedicarse al comercio para fines lícitos, asimismo, el código de comercio a través del Decreto Ley Nº 14379 de fecha 1º de enero de 1978, Art. 4to, señala el concepto de comerciante como aquella persona o institución dedicada a realizar actividad comercial, con fines de lucro, el Art. 6to dice “Son actos y operaciones de comercio, inciso 16, la actividad empresarial de construcciones y edificaciones en general....”

Por lo tanto en la estructura de costos debe aparecer la partida o rubro llamada “**UTILIDAD”**, la misma que determina cada empresa de acuerdo **a**

su utilidad perseguida, sin embargo es necesario que en el caso de el ejemplo, debe ser como mínimo el 12,30% que representa todos los gastos desarrollados en los costos de operación de una empresa por espacio de un año.

12.6.4 Precio de venta del ÍTEM

Dentro el análisis de la estructura de costos de un ítem, se considera el precio de venta del ítem.

Es el producto terminado o ítem concluido de un proyecto, al mismo que para la venta al mercado es necesario incluir los impuestos de Ley, en este caso el Impuesto Al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (I.Ton).

12.6.5 Impuestos

Finalmente, para establecer el precio de venta al mercado de un ítem, debe incorporarse en el análisis de costos, los impuestos determinados por la Ley 846, reglamentada por el Decreto Supremo Nº 21530 y las modificaciones a través de la Ley 1606 del 22 de diciembre de 1994, donde claramente manifiesta el concepto del IMPUESTO AL VALOR AGREGADO (IVA) y el IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES (IT), y el Decreto Supremo Nº 24692 del 02 de julio de 1997.

12.6.5.1 Impuesto al valor agregado (IVA)

El impuesto al valor agregado (IVA), es un tributo que recae directamente al consumidor de bienes y servicios y está reglamentado con un porcentaje del 13% en las mencionadas Leyes

En la industria de la construcción los costos de mano de obra, no otorgan ningún crédito fiscal a la empresa, por lo tanto se debe considerar sobre el costo total de la mano de obra el impuesto al valor agregado (IVA), para ello es menester el siguiente análisis.

DATOS

Costo de la mano de obra $= A$

Impuesto al valor agregado (IVA) $= B$

Costo total de la mano de obra $= C$

De donde:

$$C = A + B \qquad (1)$$

Pero B = *IVA (13%) del costo de la mano de obra*

$$B = 0{,}13 \cdot C \qquad (2)$$

Reemplazando en la ecuación (1) la ecuación (2) se tiene:

$$C = A + (0{,}13 \cdot C)$$

Despejando A: se tiene: $A = 0{,}87 \cdot C \qquad (3)$

Teniendo en cuenta que el costo de la mano de obra utilizada

$$A = 100\%$$

Reemplazando en la ecuación (3) se tiene:

$$100 = 0{,}87 * C$$

Despejando C: se tiene $C = 100/0{,}87$

$$C = 114{,}94$$

Reemplazando el valor de C en la ecuación (2)

$$B = 0{,}13 * 114{,}94$$

B = 14,94 %

Porcentaje que debe aplicarse a la mano de obra.

12.6.5.2 Impuesto a las transacciones

La Ley Nº 1606, que modifica a la Ley 843 en su Art. 75 determina una alícuota general del 3%, que recae sobre los titulares del NIT. Por sus actividades en la industria en general, representando un impuesto ciego, que debe estar inserto dentro del contexto de la estructura de costos.

Para hallar el porcentaje real del impuesto a la transacción es menester conocer previamente la estructura de costos de acuerdo a lo estudiado en anteriores incisos.

EJEMPLO: Analizando el ítem muro de ladrillo de 6 Huecos

Datos:

Precio de venta del ítem	68,68 $Bs./m^2$
Impuesto a la transacción (IT 3%)	2,06 $Bs./m^2$
Precio de venta al mercado del ítem	***74,48 $Bs./m^2$***

Por regla de tres simple:

74,48 Bs./m^2 ---------- 100%

2,06 " ---------- X

$$X = \frac{2.06\ Bs/m^2 \cdot 100\%}{74.48\ Bs/m^2} = 2.77\%$$ *no es igual a 3%*

Si:

74,48 Bs./m^2---------- 100 %

X ---------- 3 %

$$X = \frac{3\% \cdot 74.48\ Bs/m^2}{100\%} = 2.23\ Bs/m^2$$

Se halla que porcentaje representa este nuevo valor;

2,06 Bs/m^2 ---------- 3 %

2,23 " ---------- X

$$X = \frac{2.23\,Bs/m^2 \cdot 3\%}{2.06\,Bs/m^2} = 3.25\%$$

Por lo tanto el porcentaje real del Impuesto a la transacción es:

Porcentaje Impuesto a la transacción = 3,25%

12.6.6 PRECIO DE VENTA AL MERCADO DEL ÍTEM

Representa que un ítem ha sido librado al mercado, estando de esta manera concluida la estructura de la ingeniería de costos, en el campo de la industria de la construcción.

MARCO PRÁCTICO

1 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	ACCIONES	FUNDAMENTO TEÓRICO	INSTRUMENTO
• Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas perimetralmente.	*Conocer Bases de cálculo, seguridad, durabilidad y acciones para el diseño estructural de estructuras de Hormigón Armado.*	Diseño y cálculo estructural de estructuras de Hormigón Armado	Investigación documental
	Estudiar las definiciones y comportamiento de las losas apoyadas perimetralmente	Losas apoyadas perimetralmente	Investigación Documental
	Recopilar información de experiencias con losas apoyadas perimetralmente en el medio.	Características de edificios con losas perimetralmente apoyadas	Investigación documental, entrevistas
• Conocer las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas directamente sobre columnas.	*Estudiar las definiciones y comportamiento de las losas planas.*	Losas planas	Investigación documental
	Recopilar información de experiencias con losas apoyadas perimetralmente en el medio.	Características de edificios con losas planas	Investigación documental, entrevistas

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	ACCIONES	FUNDAMENTO TEÓRICO	INSTRUMENTO
• Efectuar el diseño estructural del edificio con losas perimetralmente apoyadas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado	*Estudiar y analizar el EUROCÓDIGO para establecer sobrecargas de uso, coeficientes de mayoración, solicitaciones, dimensiones recomendadas, cuantías y disposición de armaduras*	Recomendaciones del eurocódigo para el diseño de estructuras de Hormigón Armado	Investigación documental Diseño estructural
	Investigar acerca de software especializado para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado.	Programas computacionales para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado: CYPECAD	Investigación documental, asistencia a capacitaciones, asistencia a cursos de prácticos.
• Efectuar el diseño estructural del edificio con losas apoyadas directamente sobre columnas, con diferentes solicitaciones de carga empleando un software especializado	*Estudiar y analizar el EUROCÓDIGO para establecer sobrecargas de uso, coeficientes de mayoración, solicitaciones, dimensiones recomendadas, cuantías y disposición de armaduras*	Recomendaciones del eurocódigo para el diseño de estructuras de Hormigón Armado	Investigación documental Diseño estructural
	Investigar acerca de software especializado para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado.	Programas computacionales para el cálculo de estructuras de Hormigón Armado: CYPECAD	Investigación documental, asistencia a capacitaciones
• Efectuar un análisis técnico para ambos sistemas estructurales	*Analizar disposición de armaduras y dimensiones de elementos estructurales. resistencia a la flexión y corte, resistencia al pandeo, deformaciones en losas, punzonamiento, efectos de fuerzas eólicas*	Cálculo de secciones de Hormigón Armado	Análisis comparativo: Comprobaciones

OBJETIVOS ESPECÍFICOS	ACCIONES	FUNDAMENTO TEÓRICO	INSTRUMENTO
• Efectuar un análisis económico para ambos sistemas estructurales	*Establecer para cada sistema estructural, rendimientos de materiales, mano de obra y maquinaria, herramientas y equipo., tomando en cuenta impuestos vigentes en el medio.*	Ingeniería de Costos de obras estructurales	Análisis comparativo: Medición Operación
• *Proponer la solución mas adecuada de entrepisos de estructurasen una zona de bajo riesgo sísmico.*	*Demostrar la hipótesis*		Análisis comparativo

2 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS EN BASE DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE SOBRE VIGAS

Como resultado de la investigación y entrevistas realizadas a profesionales con amplia experiencia en el medio, en este punto se procede a señalar las características que tienen las estructuras diseñadas con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas.

Las estructuras diseñadas a base de losas apoyadas perimetralmente son hiperestáticas hablando del conjunto en si, siendo más rígidas cuando se refiere a acciones horizontales.

Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa, debido a la existencia de vigas conforman, como se dijo, una estructura hiperestática. Es por este motivo también que las deformaciones de la losa son menores.

Los sistemas de losas armadas en dos direcciones apoyadas en vigas perimetrales por sus condiciones de apoyo las losas de entrepiso tienden a deformarse de modo que las curvaturas máximas de tramo según las direcciones paralelas a los lados son del mismo orden. En consecuencia los momentos flectores también resultan del mismo orden.

Este sistema de entrepiso es elegido por la mayoría de los consultores cuando se debe diseñar una estructura armada en dos sentidos pues se cuentan con muchos métodos para tal efecto.

Con respecto a los encofrados, este sistema presenta mayor dificultad pues se debe moldear también para vaciar una losa, las vigas que fungen como sus apoyos siendo esto mas moroso para los obreros especialmente cuando se trata de encuentros de de vigas y columnas.

Su preferencia en el diseño es alta en Bolivia pues los métodos de diseño son más sencillo y se conocen muchos de ellos para este tipo de

estructuras al ser definida esta como la más convencional al momento de proyectar una edificación.

3 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS EN BASE DE LOSAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS

Así como en el anterior punto, como resultado de la investigación y entrevistas realizadas a profesionales con amplia experiencia en el medio, en este punto se procede a señalar las características que tienen las estructuras diseñadas con losas apoyadas directamente sobre columnas.

Los entrepisos sin vigas constituyen un tipo de estructura característica del Hormigón Armado. Están formados por losas asentadas directamente sobre columnas, sin la interposición de vigas que reciban las cargas para transmitirlas a las mismas. La losa que constituye cada entrepiso tiene espesor uniforme, salvo cuando en correspondencia con las columnas se disponen refuerzos.

El contacto entre la losa de un entrepiso y las columnas que lo sostienen puede ser directo, sin intervención de elementos de refuerzo que modifiquen las dimensiones de las losa o de las columnas; puede ser reforzado, con un incremento de espesor de la losa, o bien con un ensanche de las columnas formando un capitel o con ambos.

La mayor eficiencia estructural se logra cuando las columnas se encuentran ocupando los vértices de una trama cuadrada pero aún así son frecuentes las tramas rectangulares. Se suele utilizar vigas en el perímetro externo o rodeando aberturas importantes para mejorar el comportamiento frente al punzonamiento.

Las fajas de columna presentan mayor rigidez relativa y se constituyen en “apoyos” de las zonas interiores. En estos sistemas los mayores momentos de tramo no coinciden con las zonas de mayores flechas absolutas.

No conforman una estructura isostática en si como muchos autores indican pues esta estructura deberá asegurar una igual rigidez que cualquier otra estructura, es la razón de ser de cualquier estructura, aunque si para lograr esta rigidez se deberá en algunos casos aumentar las dimensiones de sus elementos, no indicando con esto un efecto antieconómico. Su uso ocasionalmente estas condicionado a razones de economía estructural, pero más frecuentemente a cuestiones arquitectónicas y funcionales, pues es en un principio una estructura menos racional y comúnmente mas cara que un entramado de losas y vigas. Tiene que resistir los momentos provocados por las cargas con una altura media menor, ya que, al desaparecer las vigas, compete a la losa absorber todos los esfuerzos. Por ello, se utilizan como estructura competitiva sólo cuando la sobrecarga es importante y las luces entre columnas suficientes para requerir losas que, en cualquier caso, tendrían un espesor grande.

Su elección en el momento de diseño es poco frecuente debido al poco conocimiento de metodologías de cálculo para esta solución estructural, asimismo el tabú de que este tipo de entrepiso es en relación con un entrepiso con vigas más alto, lo cual muy pocos o casi nadie probó en el país.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS, CON DIFERENTES SOLICITACIONES DE CARGA EMPLEANDO UN SOFTWARE ESPECIALIZADO

4.1 Generalidades

4.1.1 Descripción de la obra

El edificio con losas perimetralmente apoyadas abarca una superficie construida de 4522,91 m^2.

El edificio de análisis y diseño estará constituido constituida por 10 plantas, a las cuales se les dará un uso común; en el primer caso como edificio de departamentos y en el segundo caso como un edificio público, por lo cual las sobrecargas de uso serán diferentes en ambos casos.

La estructura será modelizada para la ciudad de La Paz, en la zona de Miraflores, en una región aislada y con edificios adyacentes.

4.1.2 Concepción estructural

La estructura destinada al edificio con losas perimetralmente apoyadas estará constituida en los entrepisos por losas aligeradas, armadas en dos direcciones, y vigas normales perimetrales de HºAº. El nivel de fundación será de 2 mts por debajo del piso de la primer piso y se diseña las zapatas de HºAº con una fatiga de suelo de $2.00 \frac{Kg}{cm^2}$.

Se conciben muros de corte en la caja de ascensores y también otros tres en posiciones que contribuyen a la rigidez del edificio.

El cálculo de esfuerzos se realiza en 3D con ayuda del programa CYPECAD.

Al estar la estructura ubicada en una zona de bajo riesgo sísmico como es la ciudad de La Paz, no se efectuará un análisis dinámico para el diseño de la estructura, pero se garantiza que la estructura por su rigidez podrá resistir un sismo de baja intensidad de acuerdo a lo definido en el Capitulo I.

4.1.3 Normas consideradas

Los cálculos y procedimientos utilizados en el diseño de esta obra están basados en el EUROCÓDIGO.

4.1.4 Datos geométricos de grupos y plantas

Las estructuras fueron concebidas con las siguientes características geométricas:

Tabla 5 *Datos geométricos Estructura de entrepiso CON VIGAS (Caso 1)*

GRUPO	NOMBRE DEL GRUPO	PLANTA	NOMBRE PLANTA	ALTURA	COTA
10	*NOVENO PISO*	10	*NOVENO PISO*	2.80	28.00
9	*OCTAVO PISO*	9	*OCTAVO PISO*	2.80	25.20
8	*SÉPTIMO PISO*	8	*SÉPTIMO PISO*	2.80	22.40
7	*SEXTO PISO*	7	*SEXTO PISO*	2.80	19.60
6	*QUINTO PISO*	6	*QUINTO PISO*	2.80	16.80
5	*CUARTO PISO*	5	*CUARTO PISO*	2.80	14.00
4	*TERCER PISO*	4	*TERCER PISO*	2.80	11.20
3	*SEGUNDO PISO*	3	*SEGUNDO PISO*	2.80	8.40
2	*PRIMER PISO*	2	*PRIMER PISO*	2.80	5.60
1	*PLANTA BAJA*	1	*PLANTA BAJA*	2.80	2.80
0	*Cimentación*				-2.00

FUENTE: Elaboración propia

4.1.5 Materiales a utilizar

El hormigón a utilizar para el diseño tendrá las siguientes características

- Tipo de hormigón: C20/25
- Resistencia característica: 204 Kp/cm^2
- Coeficiente de minoración de resistencia del concreto: 1.5

El acero en barras a utilizar para el diseño tendrá las siguientes características

- Tipo de acero: S-400
- Resistencia característica: 4077 Kp/cm^2
- Coeficiente de minoración de resistencia del acero: 1.15

4.1.6 Análisis de cargas

- PESO PROPIO

  Peso losa (e=25cm) $293\frac{Kg}{m^2}$

Peso vigas o ábacos	$100\frac{Kg}{m^2}$
Peso columnas	$60\frac{Kg}{m^2}$
	$453\frac{Kg}{m^2}$

- OTROS APORTES

Piso y Contrapiso	$100\frac{Kg}{m^2}$
Tabiqueria	$120\frac{Kg}{m^2}$
	$220\frac{Kg}{m^2}$

NOTA.- El peso propio de los elementos estructurales será calculado por el programa, es por eso que no se tomará en cuenta este efecto y solo será incluido en el predimensionamiento.

4.1.7 Sobrecargas consideradas

Planta común (CASO I)	$200\frac{Kg}{m^2}$
Planta común (CASO II)	$400\frac{Kg}{m^2}$
Cubierta	$100\frac{Kg}{m^2}$
Escaleras	$350\frac{Kg}{m^2}$

4.1.7.1 Sobrecarga de viento

Se considera en cada caso la dirección de viento produzca las acciones mas desfavorables. La estructura se diseñará bajo la acción del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

Se considerará el caso de altura de coronación del edificio sobre el terreno en metros con una situación topográfica normal, obteniéndose de esta forma los datos de presión dinámica del viento en base a los siguientes datos:

Tabla 6 *Presión dinámica del viento*

ALTURA DE CORONACIÓN	VELOCIDAD DEL VIENTO		PRESIÓN DINÁMICA
m	m/s	Km/h	Kg/m^2
10	12,65	45,54	55
15	15,49	55,77	75
23,5	19,39	69,81	85
32	22,63	81,46	95
41	25,61	92,20	100
50	28,28	101,82	106
100	40,00	144,00	131
150	48,99	176,36	149
200	56,57	203,65	162
300	69,28	249,42	186

FUENTE: EUROCÓDIGO 1

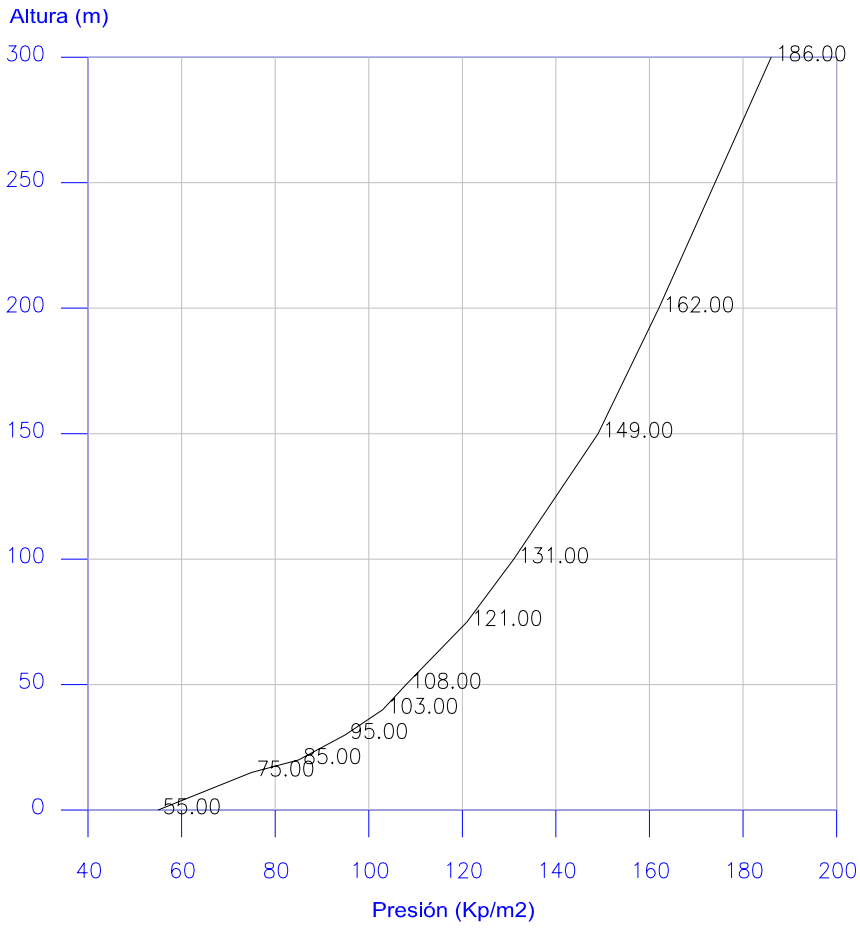


Figura 32 *Curva de Presión dinámica del viento*

FUENTE: EUROCÓDIGO 1

Considerando los siguientes anchos de banda para el cálculo:

Tabla 7 *Anchos de banda*

PLANTAS	ANCHO DE BANDA Y	ANCHO DE BANDA X
En todas las plantas	18.88	26.78

FUENTE: Elaboración propia

Con estos datos se estiman las cargas horizontales de viento por planta:

Tabla 8 *Cargas horizontales de viento [Ton]*

PLANTA	Viento +X	Viento -X	Viento +Y	Viento -Y
NOVENO PISO	2.458	-2.458	3.487	-3.487
OCTAVO PISO	4.768	-4.768	6.764	-6.764
SÉPTIMO PISO	4.620	-4.620	6.554	-6.554
SEXTO PISO	4.451	-4.451	6.314	-6.314
QUINTO PISO	4.155	-4.155	5.894	-5.894
CUARTO PISO	3.894	-3.894	5.524	-5.524
TERCER PISO	3.697	-3.697	5.244	-5.244
SEGUNDO PISO	3.500	-3.500	4.964	-4.964
PRIMER PISO	3.302	-3.302	4.684	-4.684
PLANTA BAJA	4.214	-4.214	5.977	-5.977

FUENTE: Elaboración propia

4.1.8 Combinación de cargas

La combinación de cargas a utilizar será:

$$Qu = 1.35g + 1.50\left(q + 0.6w\right)$$

Donde:

g → carga muerta

q → carga viva

w → carga de viento

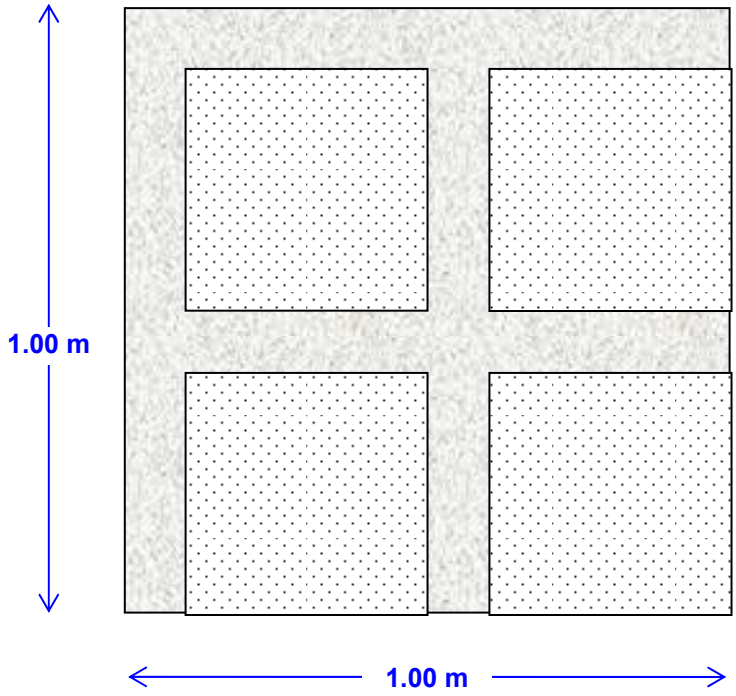
4.2 Pre dimensionamiento de elementos estructurales

Para el predimensionamiento de elementos solo se considerarán acciones verticales, descartando de esta manera el análisis del viento. Para esto se utilizará solo cargas de servicio, es decir sin combinación de cargas.

4.2.1 Predimensionamiento de losa

El predimensionamiento de la losa se efectúa con el criterio de control de las flechas, para obtener la altura de la losa.

Como se trata de una losa aligerada armada en doble sentido se usan cuatro casetones de poli estireno expandido, de 40x40 de sección, dispuestos de la siguiente forma:

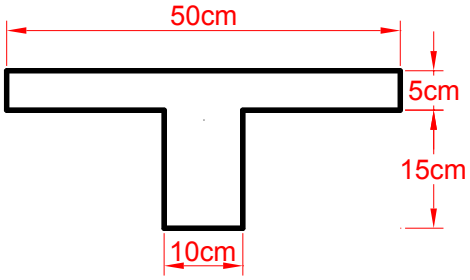


El peralte equivalente de la losa nervada se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada propuesta.

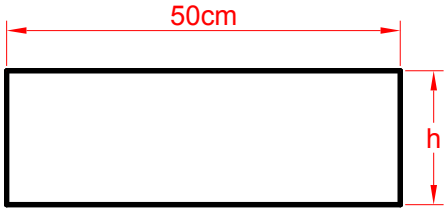
4.2.1.1 Altura de losa apoyada perimetralmente sobre vigas

Siguiendo el dimensionamiento por control de flechas sugerido por la norma utilizada, se define la siguiente sección tipo:

SECCIÓN REAL



SECCIÓN EQUIVALENTE



Se calcula el área de la viga T (1 nervio de la losa):

$$A = 400cm^2$$

Se calcula el momento que produce la viga T con respecto a su base:

$$M = \left[(5cm \cdot 50cm) \cdot 17,5cm\right] + \left[(15cm \cdot 10cm) \cdot 7,5cm\right]$$

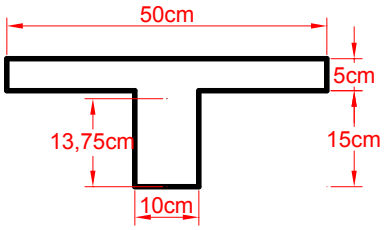
$$\underline{M = 5500cm^2 \cdot cm}$$

Se calcula la posición del centroide de la viga T con relación a la base del alma:

$$y_G = \frac{M}{A} = \frac{5500cm^2 \cdot cm}{400cm^2}$$

$$y_G = 13,75cm$$

SECCIÓN REAL



Se calcula la inercia de la viga T con relación a su centro de gravedad:

$$I\bar{x} = 12708,33cm^4$$

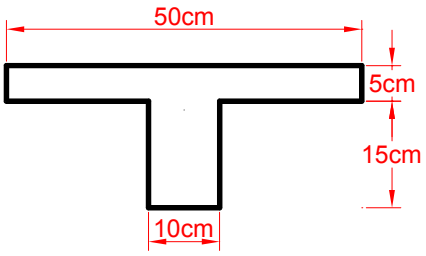
La inercia de la viga de altura constante deber ser la misma que la inercia de la viga Ton:

$$\frac{50cm \cdot h^3}{12} = 12708,33cm^4$$

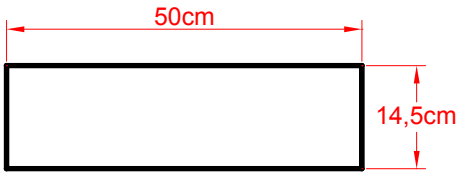
$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12708,33cm^4 \cdot 12}{50cm}}$$

$$\underline{\underline{h_{eq} = 14,50cm}}$$

SECCIÓN REAL



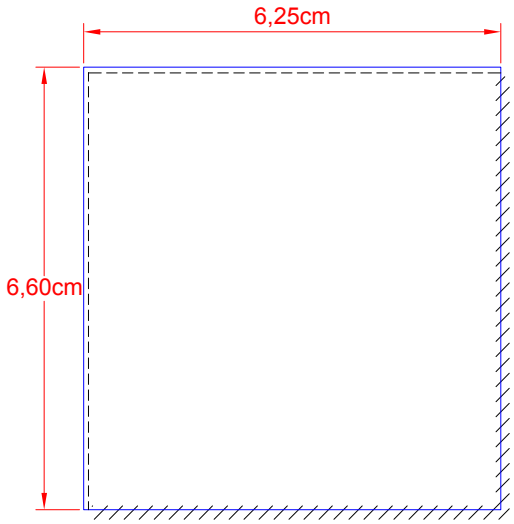
SECCIÓN EQUIVALENTE



La ecuación básica, que define el peralte mínimo equivalente de la losa nervada es:

$$h_{\min} = \frac{Ln\left(800 + 0,0712 \cdot Fy\right)}{36000 + 5000 \cdot \beta\left[\alpha + 0,5\left(1 - \beta_s\right)\left(1 - \frac{1}{\beta}\right)\right]}$$

Se toma el panel 3-5-A-C, que es crítico para las deformaciones por tener las mayores luces, y al mismo tiempo el menor número de lados con continuidad (dos de los cuatro lados son continuos):



$$Ln_x = 6,25m - 0,25m = \underline{6,00m}$$
$$Ln_x = 6,60m - 0,25m = \underline{6,35m}$$

$$Fy = 4077\,\frac{Kg}{cm}$$

Se calculan los valores α para los cuatro bordes de la losa:

- **Ejes A**

$$E_{viga}\cdot I_{viga} = \frac{25cm\cdot(45cm)^3}{12} = \underline{189.843,75cm^4}$$
$$E_{losa}\cdot I_{losa} = \frac{(315,5cm - 12,5cm)\cdot(14,5cm)^3}{12} = \underline{76.977,78cm^4}$$

$$\alpha_A = \frac{E_{viga}\cdot I_{viga}}{E_{losa}\cdot I_{losa}} = \frac{189.843,75cm^4}{76.977,78cm^4} = \underline{2,46}$$

- **Ejes 3**

$$E_{viga}\cdot I_{viga} = \frac{25cm\cdot(45cm)^3}{12} = \underline{189.843,75cm^4}$$

$$E_{losa}\cdot I_{losa} = \frac{(330cm + 262,5cm - 25cm)\cdot(14,5cm)^3}{12} = \underline{144.174,56cm^4}$$

$$\alpha_3 = \frac{E_{viga}\cdot I_{viga}}{E_{losa}\cdot I_{losa}} = \frac{189.843,75cm^4}{144.174,56cm^4} = \underline{\underline{1.32}}$$

- **Ejes C**

$$E_{viga}\cdot I_{viga} = \frac{30cm\cdot(45cm)^3}{12} = \underline{227.812,50cm^4}$$
$$E_{losa}\cdot I_{losa} = \frac{(312,5cm + 207,5cm - 25cm)\cdot(14,5cm)^3}{12} = \underline{125.755,78cm^4}$$

$$\alpha_C = \frac{E_{viga}\cdot I_{viga}}{E_{losa}\cdot I_{losa}} = \frac{227.812,50cm^4}{125.755,78cm^4} = \underline{\underline{1.81}}$$

- **Ejes 5**

$$E_{viga}\cdot I_{viga}=\frac{25cm\cdot(45cm)^3}{12}=\underline{189.843,75cm^4}$$

$$E_{losa}\cdot I_{losa}=\frac{(330cm-12,5cm)\cdot(14,5cm)^3}{12}=\underline{80.661,54cm^4}$$

$$\alpha_5=\frac{E_{viga}\cdot I_{viga}}{E_{losa}\cdot I_{losa}}=\frac{189.843,75cm^4}{80.661,54cm^4}=\underline{2,35}$$

Se calcula el valor de α:

$$\alpha=\frac{\alpha_A+\alpha_3+\alpha_C+\alpha_5}{4}$$

$$\alpha=\frac{2,46+1,32+1,81+2,35}{4}$$

$$\underline{\underline{\alpha=1,99}}$$

Se calcula el coeficiente β:

$$\beta=\frac{Ln_x}{Ln_y}=\frac{6,00m}{6,35m}$$

$$\underline{\underline{\beta=0,94}}$$

Se calcula el coeficiente β_s:

$$\beta_s=\frac{6,25m+6,60m}{6,25m+6,60m+6,25m+6,60m}$$

$$\underline{\underline{\beta_s=0,5}}$$

Se calcula el valor de $h_{mín}$:

$$h_{\min}=\frac{Ln\left(800+0,0712\cdot Fy\right)}{36000+5000\cdot\beta\left[\alpha+0,5\left(1-\beta_s\right)\left(1-\frac{1}{\beta}\right)\right]}$$

$$h_{\min}=\frac{625cm\left(800+0,0712\cdot 4077\,\frac{Kg}{cm^2}\right)}{36000+5000\cdot 0,94\left[1,99+0,5\left(1-0,5\right)\left(1-\frac{1}{0,94}\right)\right]}$$

$$h_{\min} = 14,26cm$$

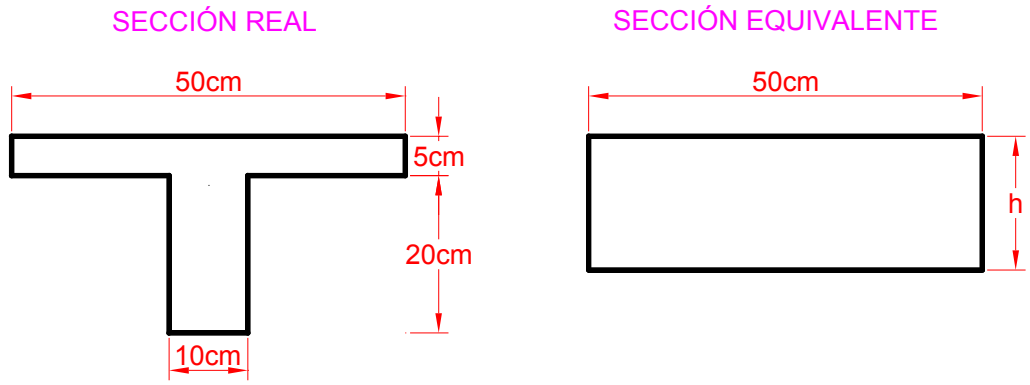
$$14,26cm < 14,50cm$$

Se verifica que la altura equivalente de la losa nervada propuesta supera la altura mínima fijada.

⁂ *La altura de predimensionamiento de la losa apoyada perimetralmente sobre vigas será: h=20cm.*

4.2.1.2 Altura de losa apoyada directamente sobre columnas

Siguiendo el dimensionamiento por control de flechas sugerido por la norma utilizada, se define la siguiente sección tipo:



Se calcula el área de la viga T (1 nervio de la losa):

$$A = 450cm^2$$

Se calcula el momento que produce la viga T con respecto a su base:

$$M = \left[\left(5cm \cdot 50cm\right) \cdot 22,5cm\right] + \left[\left(20cm \cdot 10cm\right) \cdot 10cm\right]$$

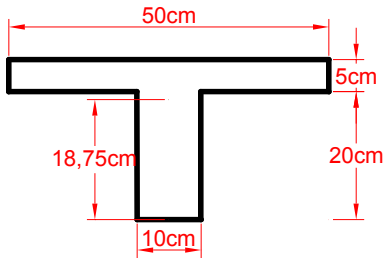
$$\underline{M = 7625cm^2 \cdot cm}$$

Se calcula la posición del centroide de la viga T con relación a la base del alma:

$$y_G = \frac{M}{A} = \frac{7625cm^2 \cdot cm}{450cm^2}$$

$$y_G = 16,94cm$$

SECCIÓN REAL



Se calcula la inercia de la viga T con relación a su centro de gravedad:

$$I\bar{x} = 24548{,}62\ cm^4$$

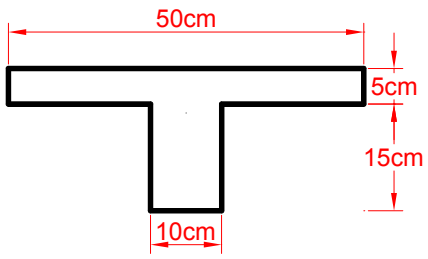
La inercia de la viga de altura constante deber ser la misma que la inercia de la viga Ton:

$$\frac{50cm \cdot h^3}{12} = 24548{,}62\ cm^4$$

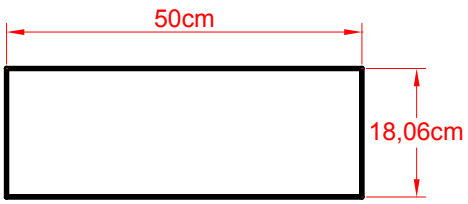
$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{24548{,}62\ cm^4 \cdot 12}{50cm}}$$

$$\underline{\underline{h_{eq} = 18{,}06cm}}$$

SECCIÓN REAL



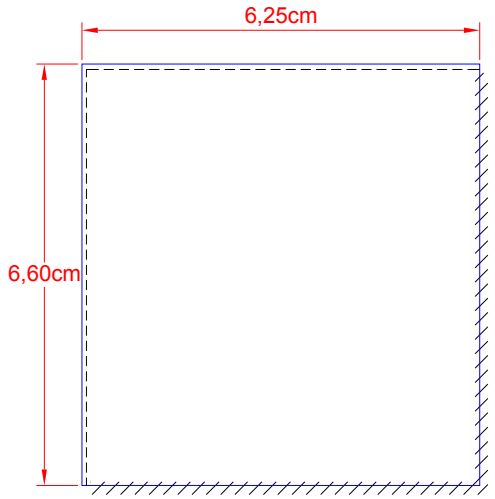
SECCIÓN EQUIVALENTE



La ecuación básica, que define el peralte mínimo equivalente de la losa nervada es:

$$h_{\min} = \frac{Ln\left(800 + 0{,}0712 \cdot Fy\right)}{36000 + 5000 \cdot \beta\left[\alpha + 0{,}5\left(1 - \beta_s\right)\left(1 - \frac{1}{\beta}\right)\right]}$$

Se toma el panel 3-5-A-C, que es crítico para las deformaciones por tener las mayores luces, y al mismo tiempo el menor número de lados con continuidad (dos de los cuatro lados son continuos):



$$Ln_x = 6,25m - 0,25m = \underline{6,00m}$$
$$Ln_x = 6,60m - 0,25m = \underline{6,35m}$$

$$Fy = 4077\,\tfrac{Kg}{cm}$$

Se calcula el coeficiente β:

$$\beta = \frac{Ln_x}{Ln_y} = \frac{6,00m}{6,35m}$$
$$\underline{\underline{\beta = 0,94}}$$

Se calcula el coeficiente β_s:

$$\beta_s = \frac{6,25m + 6,60m}{6,25m + 6,60m + 6,25m + 6,60m}$$
$$\underline{\underline{\beta_s = 0,5}}$$

Se calcula el valor de $h_{mín}$:

$$h_{\min} = \frac{Ln\left(800 + 0,0712 \cdot Fy\right)}{36000 + 5000 \cdot \beta\left[\alpha + 0,5\left(1 - \beta_s\right)\left(1 - \frac{1}{\beta}\right)\right]}$$

$$h_{\min} = \frac{625cm\left(800 + 0,0712 \cdot 4077 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{36000 + 5000 \cdot 0,94\left[0 + 0,5\left(1 - 0,5\right)\left(1 - \frac{1}{0,94}\right)\right]}$$

$$h_{\min} = 17,73cm$$

$$17,73 < 18,06cm$$

Se verifica que la altura equivalente de la losa nervada propuesta supera la altura mínima fijada.

⁂ *La altura de predimensionamiento de la losa apoyada perimetralmente sobre vigas será: h=25cm.*

4.2.2 Predimensionamiento de vigas

Se considera para el pre dimensionamiento vigas de Hormigón Armado que se trata de un sistema armado en doble sentido y además que al tener el criterio de un cielo raso en los acabados estas deberán tener una altura homogénea por motivos constructivos.

Tabla 9 *Dimensiones predefinidas de vigas*

VIGA	ALTURA	ANCHO
1	45	25
2a	40	25
2b	40	25
3	40	25
4	45	25
5	45	25
A	40	25
B	40	25
C	40	25
C'	40	25
D	45	25
E	40	25
E'	40	25
F	40	25
G	40	25
H	40	25
I	45	25

FUENTE: Elaboración Propia

Como se trata de un predimensionamiento estos valores podrían cambiar en la modelación de ambos casos de sobrecarga.

4.2.3 Predimensionamiento de ábacos

Las losas aligeradas de las estructuras de entrepiso sin vigas llevan ábacos sobre cada soporte, cuyas dimensiones mínimas serán *0.15 del vano* correspondiente a cada lado.

El espesor de todos los ábacos es el mismo que la losa.

4.2.4 Predimensionamiento de columnas

Como se tiene un edifico con muros de corte en la dirección crítica, y axial la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Area de columna} = \frac{P(servicio)}{0.45 f_c'}$$

Al tener el área de la columna se puede saber las dimensiones que deberá tener estas.

Entonces se considera que la magnitud de la carga varia de acuerdo a cada piso, pero por razones constructivas se trata de uniformar las secciones.

Los valores considerados para reemplazar en la fórmula anteriormente expresada serán:

$$f_c' = 200 \frac{Kg}{m^2}$$

$$P = Q \cdot A_{influencia} \text{ *}$$

Se toma el valor f_c' de servicio del Hormigón Armado, resistencia característica, pues se trabaja con los valores de carga de servicio.

Se toma el 10% ($1.10 \cdot P$) adicional del valor de la carga, pues esta fórmula solo considera la compresión simple, y se tiene para este caso Flexo compresión,

Se forma grupos Tipo de columnas con las áreas similares de influencia y así se procede de la siguiente manera:

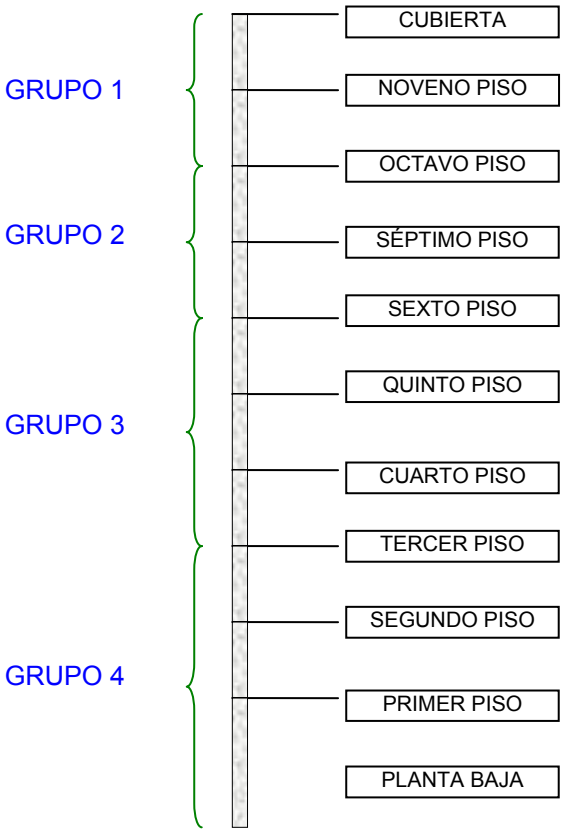
$$Qs = (453 + 220)\frac{Kg}{m^2} + 200\frac{Kg}{m^2}$$
$$Qs = 873\frac{Kg}{m^2}$$

$$A_{influencia} = 8.97m^2$$

$$P' = 873\frac{Kg}{m^2} \cdot 8.97m^2$$
$$P' = 7830.81Kg$$

$$P = 1.1 \cdot P'$$
$$\underline{\underline{P = 8613.89Kg}}$$

Este valor será el aporte de un nivel en la columna, entonces este valor se repetirá por el número de plantas que la columna resistirá:



- ENTONCES PARA EL GRUPO 1 SE TIENE:

$$\text{Area de columna} = 2 \cdot \frac{8613.89 Kg}{0.45 \cdot 200 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\text{Area de columna} = 191.42 cm^2$$

Se asume un lado de la columna $a = 25cm$ [7] y se tiene:

$$b = \frac{191.42 cm^2}{25cm} = 7.66cm$$

$$\underline{\underline{b_{adop} = 25cm}}$$

La sección de la columna para el grupo 1 es de 25×25

- PARA EL GRUPO 2 SE TENDRÁ:

$$\text{Area de columna} = 4 \cdot \frac{8613.89 Kg}{0.45 \cdot 200 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\text{Area de columna} = 382.84 cm^2$$

Se asume un lado de la columna $a = 25cm$ y se tiene:

$$b = \frac{382.84 cm^2}{25cm} = 15.31cm$$

$$\underline{\underline{b_{adop} = 25cm}}$$

La sección de la columna para el grupo 2 es de $25 \times 25cm$.

- PARA EL GRUPO 3 SE TENDRÁ:

$$\text{Area de columna} = 7 \cdot \frac{8613.89 Kg}{0.45 \cdot 200 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\text{Area de columna} = 669.97 cm^2$$

Se asume un lado de la columna $a = 25cm$ y se tiene:

$$b = \frac{669.97 cm^2}{25cm} = 26.30cm$$

$$\underline{\underline{b_{adop} = 30cm}}$$

[7] La dimensión mínima en columnas según el EUROCÓDIGO 2 es 25 cm.

La sección de la columna para el grupo 3 es de $25 \times 30cm$.

- PARA EL GRUPO 4 SE TENDRÁ:

$$\text{Area de columna} = 10 \cdot \frac{8613.89Kg}{0.45 \cdot 200 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\text{Area de columna} = 957.10cm^2$$

Se asume un lado de la columna $a = 30cm$ y se tiene:

$$b = \frac{765.68cm^2}{30cm} = 31.90cm$$

$$\underline{\underline{b_{adop} = 35cm}}$$

La sección de la columna para el grupo 4 es de $30 \times 35cm$.

Y de esta forma se procede para todas las columnas Tipo. Los resultados se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 10 *Dimensiones predefinidas de columnas (1)*

NIVEL	**TIPO 1** A-1; F-4; I-4; D-5		**TIPO 2** A-2; A-3; G-4; I-3		**TIPO 3** B-1; C-5; E-1	
	a	**b**	**a**	**b**	**a**	**b**
NOVENO PISO	25	25	25	25	25	25
OCTAVO PISO	25	25	25	25	25	25
SÉPTIMO PISO	25	25	25	25	25	30
SEXTO PISO	25	25	25	25	25	30
QUINTO PISO	25	30	25	35	30	40
CUARTO PISO	25	30	25	35	30	40
TERCER PISO	25	30	25	35	30	40
SEGUNDO PISO	30	35	30	40	40	45
PRIMER PISO	30	35	30	40	40	45
PLANTA BAJA	30	35	30	40	40	45

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 11 *Dimensiones predefinidas de columnas (2)*

NIVEL	TIPO 4 B-2; G-2; B-3; F-3; G-3		TIPO 5 F-1;F-2		TIPO 6 H-1; A-5	
	a	b	a	b	a	b
NOVENO PISO	25	25	30	30	25	25
OCTAVO PISO	25	25	30	30	25	25
SÉPTIMO PISO	30	30	35	35	25	25
SEXTO PISO	30	30	35	35	25	25
QUINTO PISO	35	35	40	40	25	35
CUARTO PISO	35	35	40	40	25	35
TERCER PISO	40	40	45	45	25	35
SEGUNDO PISO	40	40	45	45	30	40
PRIMER PISO	45	45	50	50	30	40
PLANTA BAJA	45	45	50	50	30	40

FUENTE: Elaboración Propia

Este predimensionamiento se utiliza para ambos casos de sobrecarga, pues al tratarse de un "predimensionamiento" no es necesaria mucha precisión en los datos de ingreso de la estructura.

4.2.5 Predimensionamiento de Muros de corte

Los muros de corte tendrán un ancho de *20 cm, como lo sugiere el Eurocódigo.*

4.3 Memoria de cálculo primer caso: sobrecarga $200\,\frac{Kg}{m^2}$

4.3.1 Acciones consideradas para la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Las acciones consideradas para el cálculo de la estructura con entrepisos con vigas para el primer caso son:

4.3.1.1 Gravitatorias

Tabla 12 *Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso con vigas (CASO 1)*

NOMBRE DEL GRUPO	SOBRECARGA DE USO	CARGAS MUERTAS
NOVENO PISO	0.10 Tn/m^2	0.10 Tn/m^2
OCTAVO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SÉPTIMO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEXTO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
QUINTO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
CUARTO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
TERCER PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEGUNDO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PRIMER PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PLANTA BAJA	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2

FUENTE: Elaboración propia

4.3.1.2 Viento

Los coeficientes de carga considerados en la dirección correspondiente son los siguientes:

+X: 1.00 **-X:** 1.00

+Y: 1.00 **-Y:** 1.00

Se considera los valores de la curva de presión dinámica del viento, así como se describió en el punto 4.1.7.1

Se carga por piso la estructura con la carga de viento señalada:

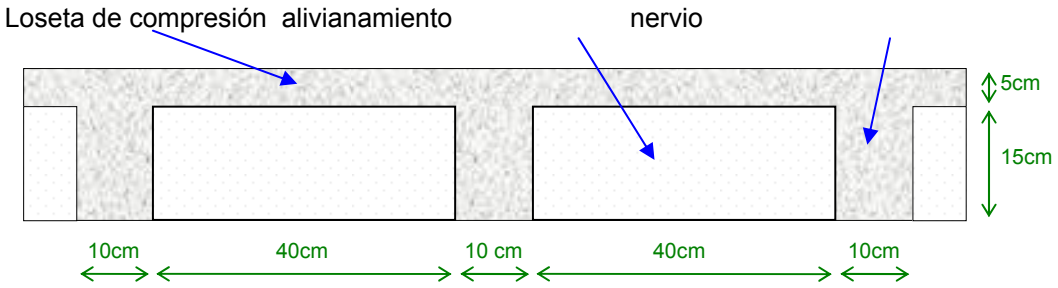
PLANTA	*VIENTO X [ton]*	*VIENTO Y [ton]*
NOVENO PISO	2.950	4.184
OCTAVO PISO	5.722	8.116
SÉPTIMO PISO	5.544	7.864
SEXTO PISO	5.341	7.576
QUINTO PISO	4.986	7.072
CUARTO PISO	4.673	6.629
TERCER PISO	4.436	6.293
SEGUNDO PISO	4.200	5.957
PRIMER PISO	3.963	5.621
PLANTA BAJA	5.057	7.172

FUENTE: Elaboración propia

4.3.2 Losa de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

En el diseño de las losas de entrepiso, que son los elementos más significativos de la comparación, se tomaron dos losas tipo: la losa de primer piso y la losa de séptimo piso, para que se pueda diferenciar los efectos que el viento produce en la estructura.

La losa tendrá la siguiente configuración de aligeramiento en ambos sentidos:



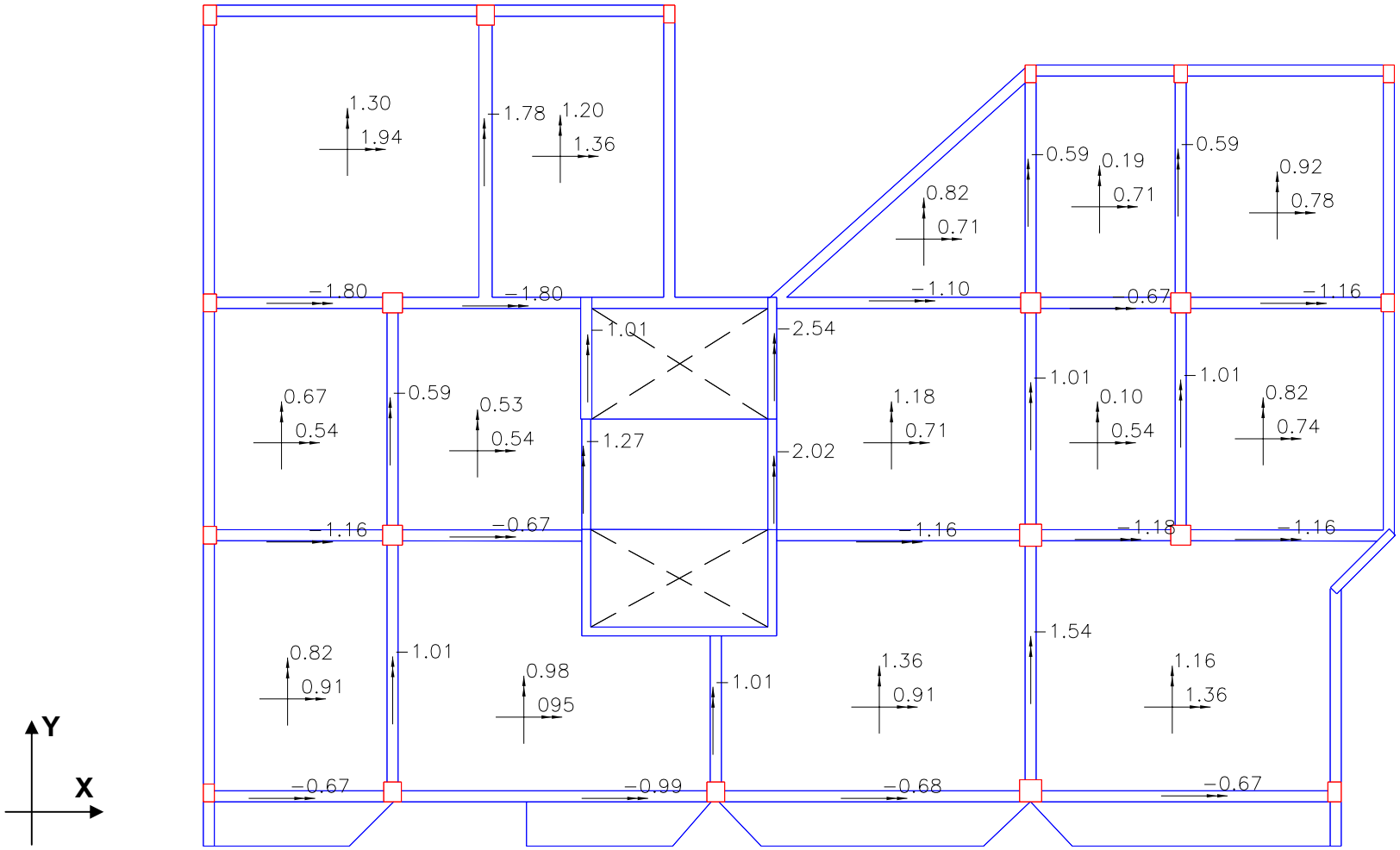
Se muestra a continuación los momentos obtenidos con ayuda del programa y el armado de estas. Las unidades son Ton·m por metro lineal.

Las comprobaciones se realizaron en el estado límite último con las ecuaciones de parábola rectángulo.

Por último se muestra un gráfico de isolíneas que detallan las deformaciones en mm.

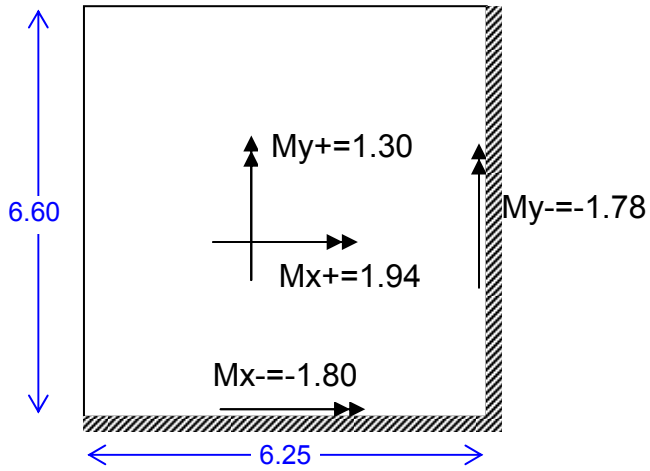
4.3.2.1 Losa de primer piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Figura 33 *Momentos de dimensionamiento: losa con vigas primer piso*



UNIDADES: Ton·m/m

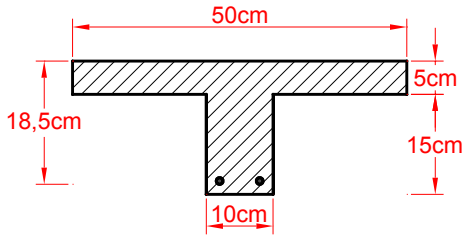
Determinados los momentos de diseño en toneladas por metro y se procede a calcular el área de acero necesaria. Se toma como ejemplo de cálculo el panel A-C 3-5.



UNIDADES: Ton·m

- ARMADURA PARA M_x^+

  Se considera una sección Ton de las siguientes características:



$$M_d = 1,94 Tm$$

$$\underline{M_d = 194.000 Kgcm}$$

$$M_0 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f\right)$$

$$M_0 = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 5cm \cdot \left(18,5cm - 0,5 \cdot 5cm\right)$$

$$\underline{M_0 = 462.400 Kgcm}$$

$$M_m = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[0,295 \cdot b_w \cdot d^2 + \left(b - b_w\right) \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f\right) \right]$$

$$M_m = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot \left[0,295 \cdot 10cm \cdot \left(18,5cm\right)^2 + \left(50cm - 10cm\right) \cdot 5cm \cdot \left(18,5cm - 0,5 \cdot 5cm\right) \right]$$

$$\underline{M_m = 486.634,10Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 18,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 194000Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot \left(18,5cm\right)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.52cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 1.52cm^2 :\ 2\phi 10$

- ARMADURA PARA M_y^+

$$M_d = 1,30Tm$$

$$\underline{M_d = 130.000Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

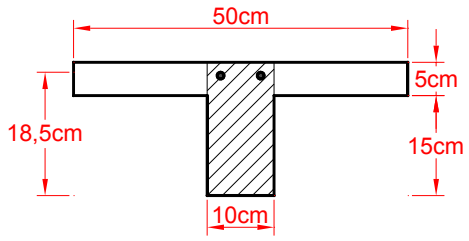
$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 18,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 130000Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot \left(18,5cm\right)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.01cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 1.01cm^2 :\ 2\phi 8$

- ARMADURA PARA M_x^-

Se considera una sección de las siguientes características:



$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 10cm \cdot 18,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0,5 \cdot 180000 Kgcm}{0,425 \cdot 10cm \cdot (18,5cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.58cm^2$$

$$\text{Para cada nervio} \rightarrow A_s = 1.58cm^2 : 1\phi 10 + 1\phi 12$$

- ARMADURA PARA M_y^-

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 10cm \cdot 18,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0,5 \cdot 178000 Kgcm}{0,425 \cdot 10cm \cdot (18,5cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.56cm^2$$

$$\text{Para cada nervio} \rightarrow A_s = 1.56cm^2 : 2\phi 10$$

De esta forma se procede para todas las losas y los resultados se muestran a continuación.

a) Diseño de Armadura losa de primer piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

- Armado losa 1

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,82	0,41	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,91	0,46	18,5	50	0,70	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,01	0,51	18,5	10	0,83	2Φ8
My-	0,67	0,34	18,5	10	0,64	2Φ8

- Armado losa 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,98	0,49	18,5	50	0,76	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,95	0,48	18,5	50	0,73	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,01	0,51	18,5	10	0,83	2Φ8
My-	0,99	0,50	18,5	10	0,81	2Φ8

- Armado losa 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,36	0,68	18,5	50	1,06	1 Φ8+1 Φ10
My+	0,91	0,46	18,5	50	0,70	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,54	0,77	18,5	10	1,32	2 Φ10
My-	0,68	0,34	18,5	10	0,64	2Φ8

- Armado losa 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,16	0,58	18,5	50	0,90	2Φ8
My+	1,36	0,68	18,5	50	1,06	1 Φ8+1 Φ10
Mx-						
My-	0,67	0,34	18,5	10	0,64	2Φ8

- Armado losa 5

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,67	0,34	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,54	0,27	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,59	0,30	18,5	10	0,64	2 Φ8
My-	1,16	0,58	18,5	10	0,96	2 Φ8

- Armado losa 6

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,53	0,27	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,54	0,27	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,01	0,51	18,5	10	0,83	2 Φ8
My-	0,67	0,34	18,5	10	0,64	2 Φ8

- Armado losa 7

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,67	0,34	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,11	0,06	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	2,02	1,01	18,5	10	1,81	1 Φ10+1 Φ12
My-	1,27	0,64	18,5	10	1,06	1 Φ8+1 Φ10

- Armado losa 8

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,18	0,59	18,5	50	0,91	2Φ8
My+	0,71	0,36	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,01	0,51	18,5	10	0,83	2Φ8
My-	1,16	0,58	18,5	10	0,96	2Φ8

- Armado losa 9

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,10	0,05	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,54	0,27	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,01	0,51	18,5	10	0,83	2Φ8
My-	1,18	0,59	18,5	10	0,98	2Φ8

- Armado losa 10

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,82	0,41	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,74	0,37	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-						
My-	1,16	0,58	18,5	10	0,96	2Φ8

- Armado losa 11

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,30	0,65	18,5	50	1,01	1 Φ8+1 Φ10
My+	1,94	0,97	18,5	50	1,52	2 Φ10
Mx-	1,78	0,89	18,5	10	1,56	2 Φ10
My-	1,80	0,90	18,5	10	1,58	1 Φ10+1 Φ12

- Armado losa 12

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,20	0,60	18,5	50	0,93	2Φ8
My+	1,36	0,68	18,5	50	1,06	1 Φ8+1 Φ10
Mx-						
My-	1,80	0,90	18,5	10	1,58	1 Φ10+1 Φ12

- Armado losa 13

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,82	0,41	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,71	0,36	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,59	0,30	18,5	10	0,64	2Φ8
My-	1,10	0,55	18,5	10	0,91	2Φ8

- Armado losa 14

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,19	0,10	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,71	0,36	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,59	0,30	18,5	50	0,64	2Φ8
My-	0,67	0,34	18,5	10	0,64	2Φ8

- Armado losa 15

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,92	0,46	18,5	50	0,71	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,78	0,39	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-						
My-	1,16	0,58	18,5	10	0,96	2Φ8

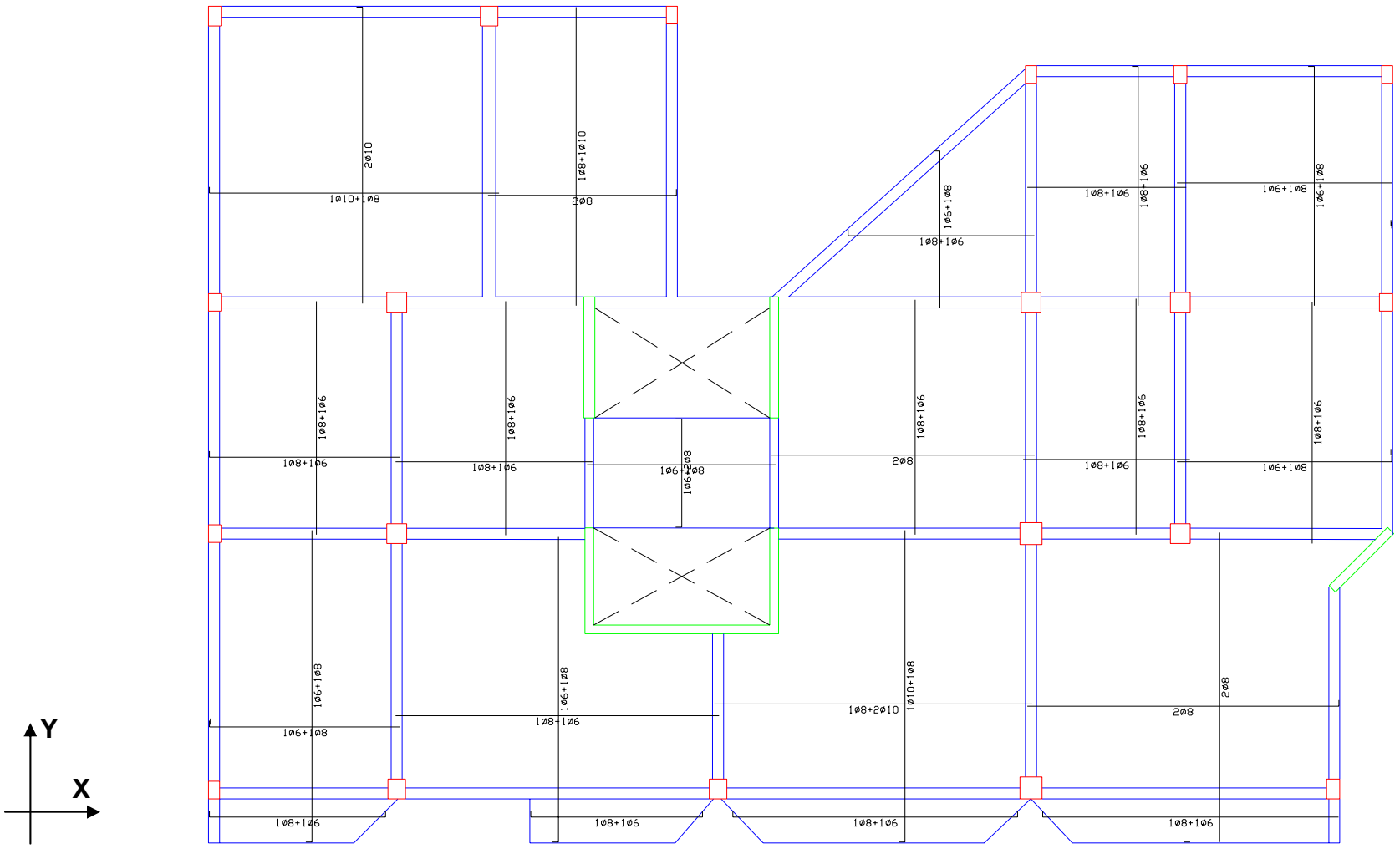


Figura 34 Armado Positivo de losa con vigas: Primer piso

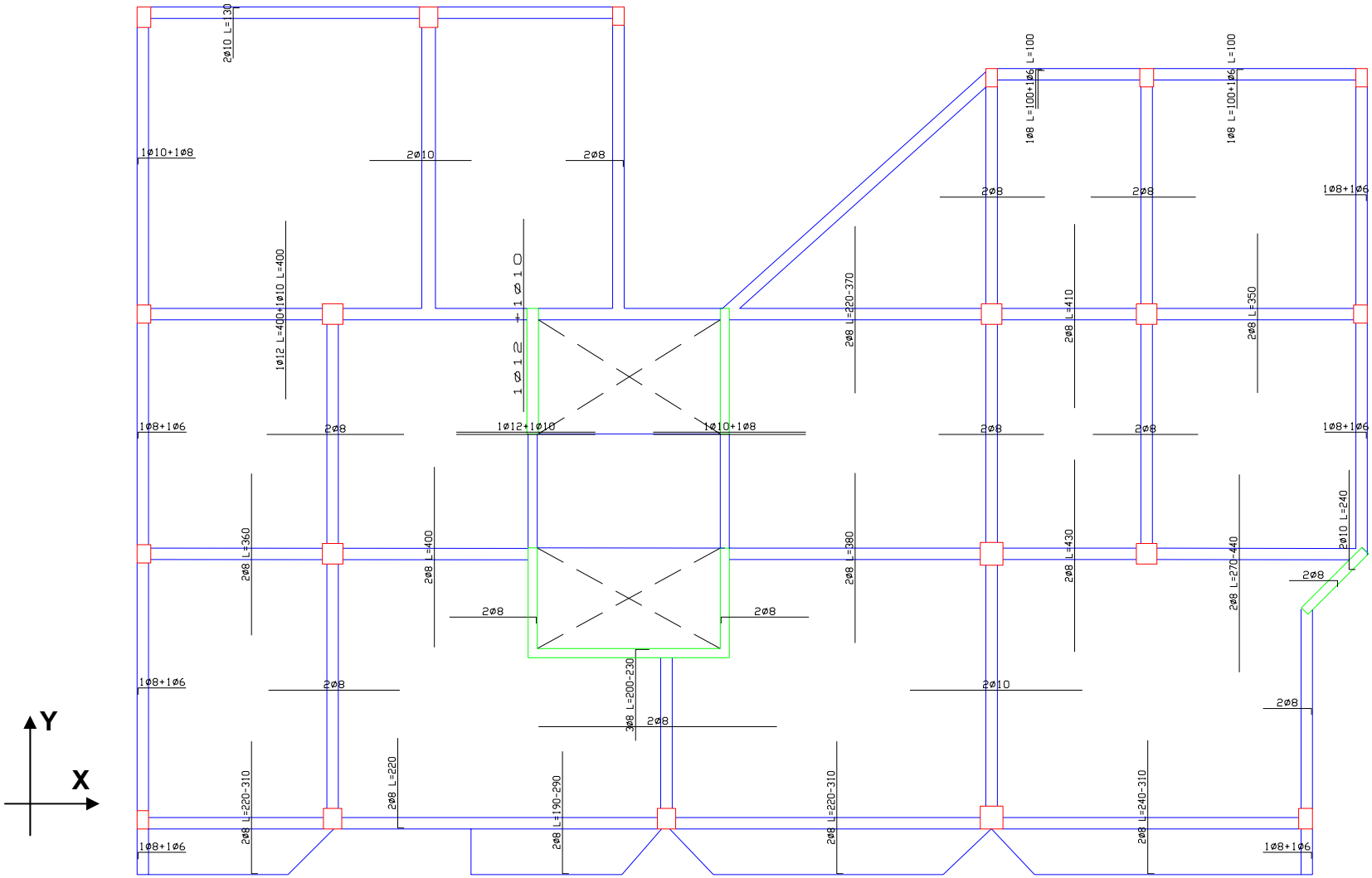


Figura 35 Armado Negativo de losa con vigas: Primer piso

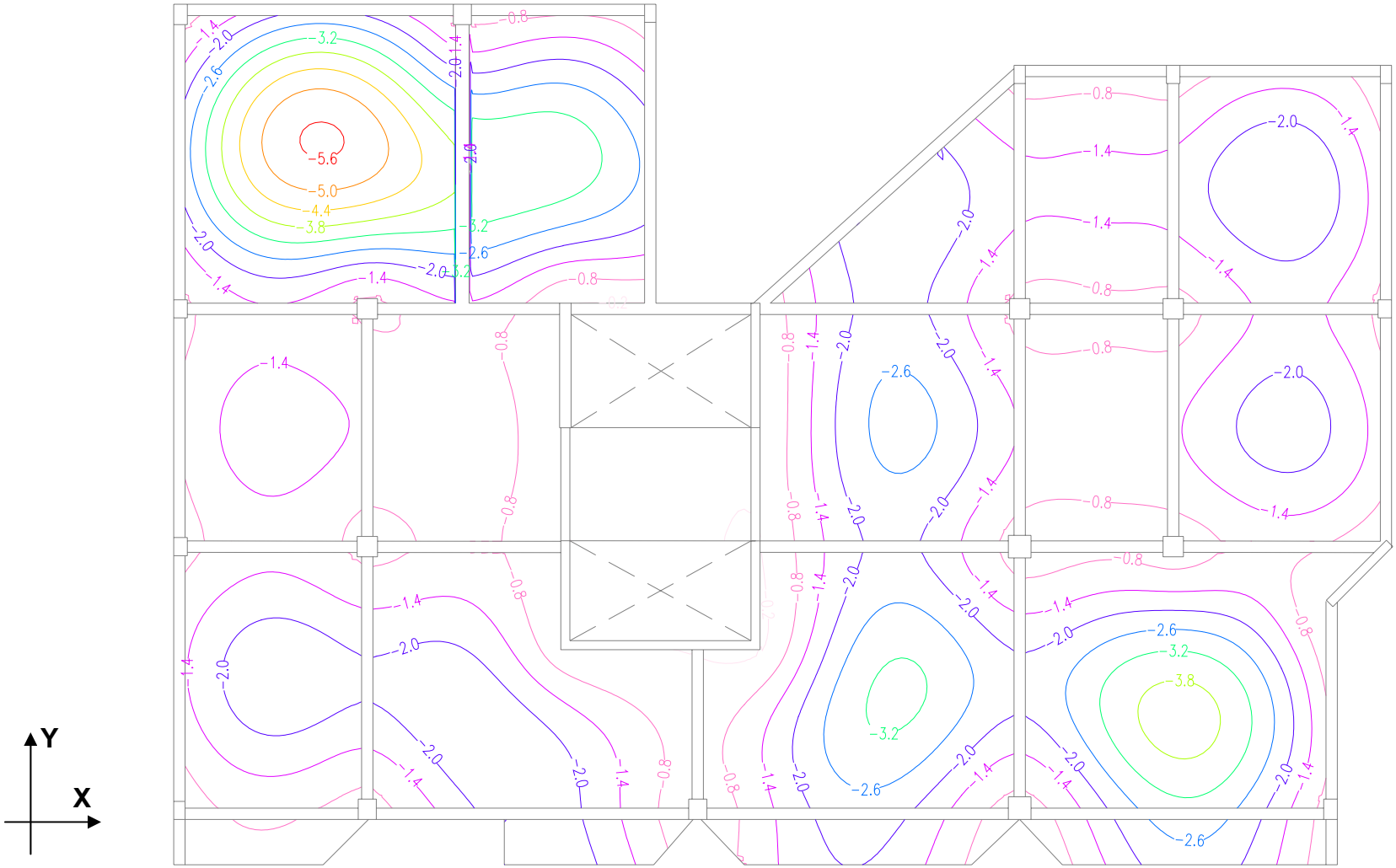
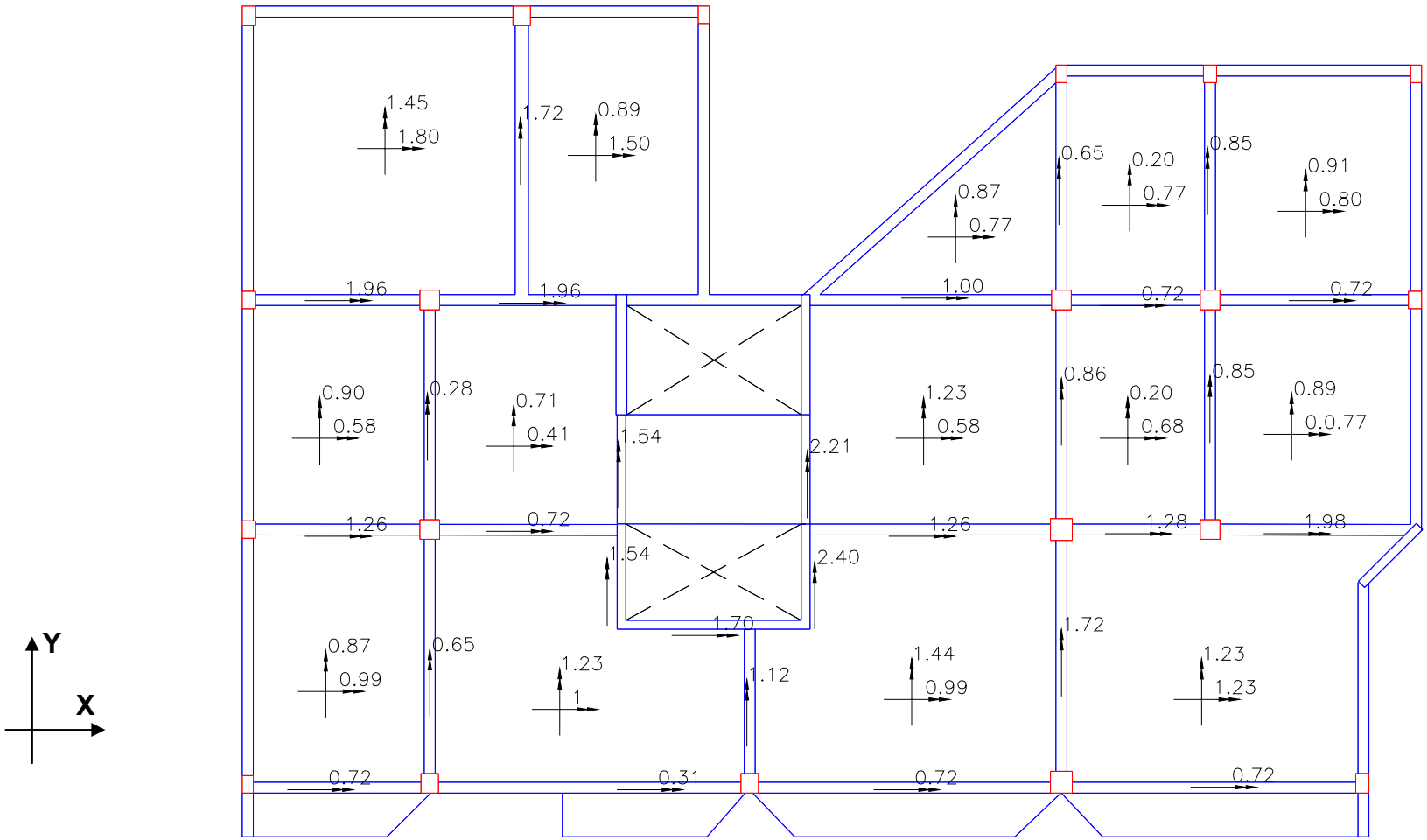


Figura 36 Desplazamientos verticales losa con vigas: Primer piso

UNIDADES: mm

4.3.2.2 Losa de séptimo piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Figura 37 *Momentos de dimensionamiento: losa con vigas primer piso*



UNIDADES: Ton·m/m

a) Diseño de Armadura losa de séptimo piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

- Armado losa 1

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,87	0,44	18,5	50	0,67	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,99	0,50	18,5	50	0,76	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,65	0,33	18,5	10	0,64	2 Φ8
My-	0,72	0,36	18,5	10	0,64	2 Φ8

- Armado losa 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,23	0,62	18,5	50	0,95	2Φ8
My+	1,00	0,50	18,5	50	0,77	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,12	0,56	18,5	10	0,92	2 Φ8
My-	0,31	0,16	18,5	10	0,64	2 Φ8

- Armado losa 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,44	0,72	18,5	50	1,12	1 Φ8+1 Φ10
My+	0,99	0,50	18,5	50	0,76	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,72	0,86	18,5	10	1,50	2 Φ10
My-	0,72	0,36	18,5	10	0,64	2 Φ8

- Armado losa 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,23	0,62	18,5	50	0,95	2Φ8
My+	1,23	0,62	18,5	50	0,95	2Φ8
Mx-						
My-	0,72	0,36	18,5	10	0,64	2 Φ8

- Armado losa 5

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,90	0,45	18,5	50	0,69	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,58	0,29	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,28	0,14	18,5	10	0,64	2 Φ8
My-	1,26	0,63	18,5	10	1,05	1 Φ8+ 1 Φ10

- Armado losa 6

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,71	0,36	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,41	0,21	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,54	0,77	18,5	10	1,32	2 Φ10
My-	0,72	0,36	18,5	10	0,64	2 Φ8

- Armado losa 7

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,56	0,28	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,12	0,06	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	1,54	0,77	18,5	10	1,32	2 Φ10
My-	2,21	1,11	18,5	10	2,02	2 Φ12

- Armado losa 8

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,23	0,62	18,5	50	0,95	2Φ8
My+	0,58	0,29	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,86	0,43	18,5	10	0,70	1 Φ6+ 1 Φ8
My-	1,26	0,63	18,5	10	1,05	1 Φ8+1 Φ10

- Armado losa 9

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,20	0,10	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,68	0,34	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,85	0,43	18,5	10	0,69	1 Φ6+ 1 Φ8
My-	1,28	0,64	18,5	10	1,07	1 Φ8+1 Φ10

- Armado losa 10

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,89	0,45	18,5	50	0,69	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,77	0,39	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-						
My-	1,98	0,99	18,5	10	1,77	1 Φ10+1 Φ12

- Armado losa 11

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,45	0,73	18,5	50	1,13	1 Φ8+1 Φ10
My+	1,80	0,90	18,5	50	1,40	2 Φ10
Mx-	1,72	0,86	18,5	10	1,50	2 Φ10
My-	1,96	0,98	18,5	10	1,75	1 Φ10+1 Φ12

- Armado losa 12

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,89	0,45	18,5	50	0,69	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	1,50	0,75	18,5	50	1,17	1 Φ8+1 Φ10
Mx-						
My-	1,96	0,98	18,5	10	1,75	1 Φ10+1 Φ12

- Armado losa 13

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,87	0,44	18,5	50	0,67	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,77	0,39	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,65	0,33	18,5	10	0,64	2 Φ8
My-	1,00	0,50	18,5	10	0,82	2 Φ8

- Armado losa 14

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,20	0,10	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,77	0,39	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-	0,85	0,43	18,5	50	0,66	2 Φ8
My-	0,72	0,36	18,5	10	0,64	2 Φ8

- Armado losa 15

	Mu *[Ton7m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,91	0,46	18,5	50	0,70	1 Φ6+ 1 Φ8
My+	0,80	0,40	18,5	50	0,64	1 Φ6+ 1 Φ8
Mx-						
My-	0,72	0,36	18,5	10	0,64	2 Φ8

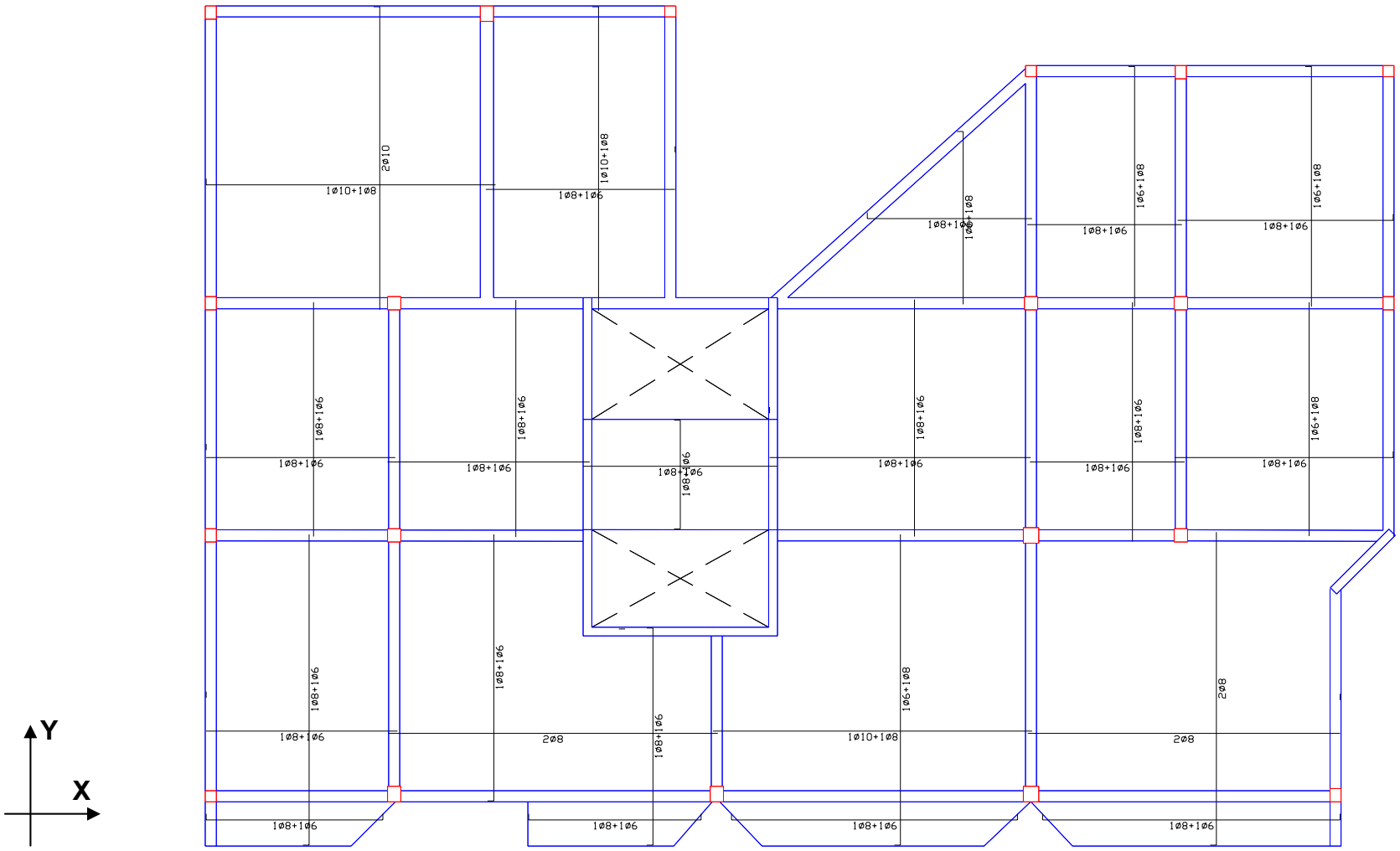


Figura 38 *Armado Positivo de losa con vigas: séptimo piso*

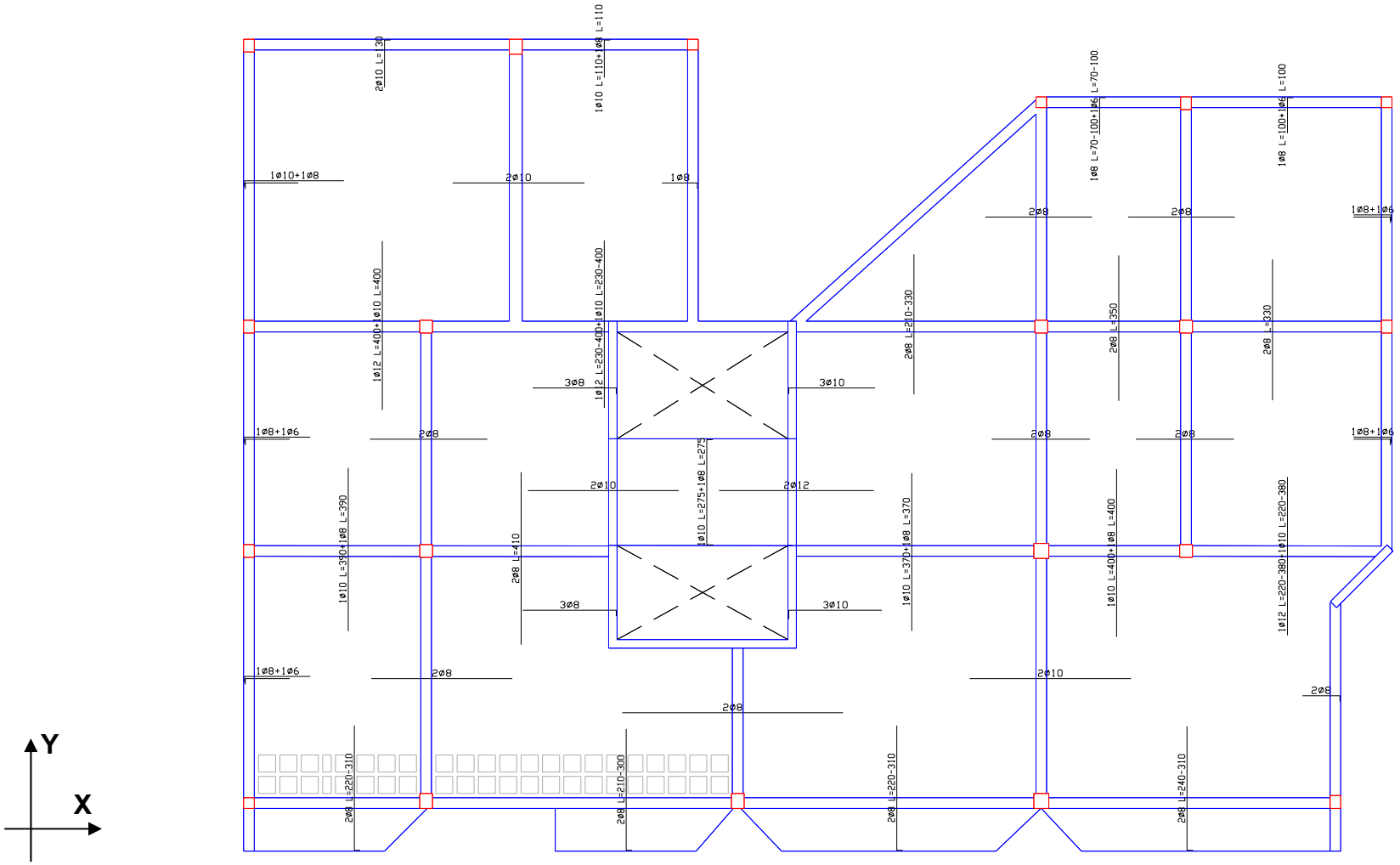


Figura 39 Armado Negativo de losa con vigas: Primer piso

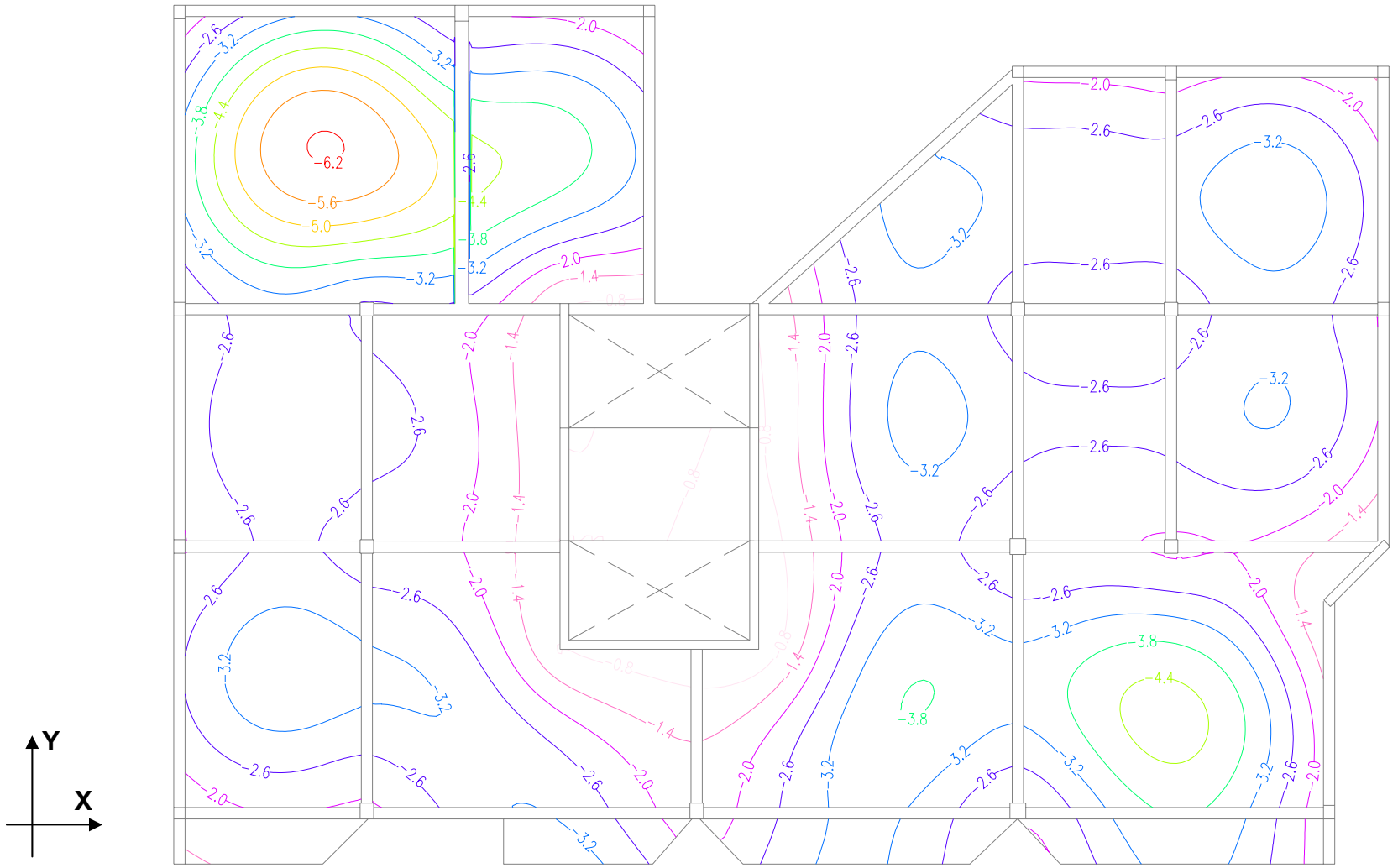


Figura 40 Desplazamientos verticales losa con vigas: séptimo piso

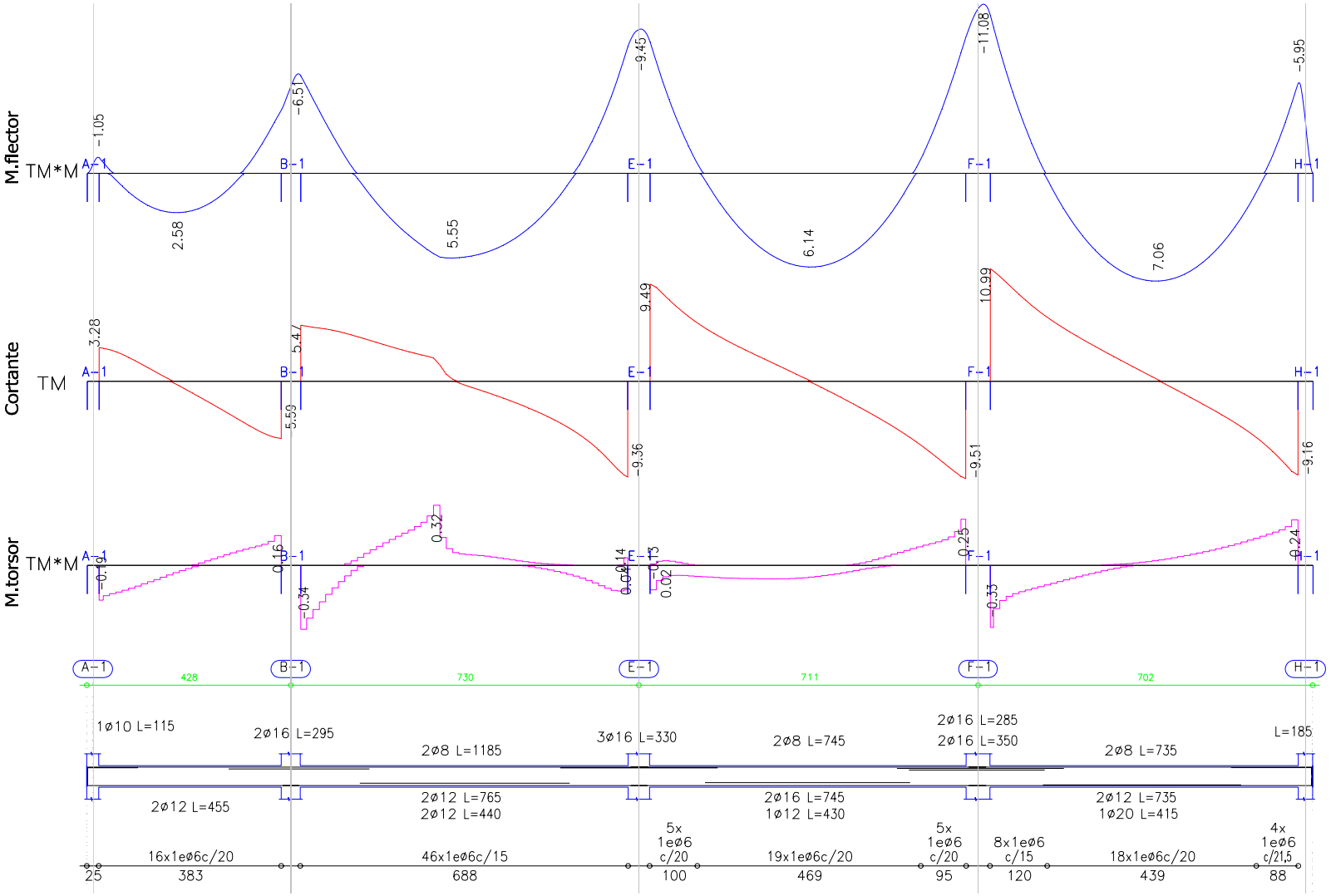
UNIDADES: mm

4.3.3 Vigas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Para el diseño de vigas, se utilizó envolventes obtenidas de cargar de forma alternada los tramos de un pórtico.

Con los diagramas de envolvente de momento, corte y torsor, se diseñaron las vigas también en estado límite último.

Un ejemplo del cálculo efectuado se da a continuación con la viga 1 de la primer piso, mostrando en los planos los armados resultantes para todas las demás vigas


M.flector
TM*M
A–1
B–1
E–1
F–1
H–1
-1.05
-6.51
-9.45
-11.08
-5.95
2.58
5.55
6.14
7.06
Cortante
TM
3.28
5.47
9.49
10.99
5.59
-9.36
-9.51
-9.16
M.torsor
TM*M
0.32
0.16
0.25
0.24
-0.34
-0.33
428
730
711
702
1ø10 L=115
2ø16 L=295
2ø8 L=1185
3ø16 L=330
2ø8 L=745
2ø16 L=285
2ø16 L=350
2ø8 L=735
L=185
2ø12 L=455
2ø12 L=765
2ø12 L=440
2ø16 L=745
1ø12 L=430
2ø12 L=735
1ø20 L=415
16x1eø6c/20
46x1eø6c/15
5x
1eø6
c/20
19x1eø6c/20
5x
1eø6
c/20
8x1eø6
c/15
18x1eø6c/20
4x
1eø6
c/21,5
25
383
688
100
469
95
120
439
88

4.3.4 Columnas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Se obtuvieron los resultados finales que se presentan en tablas a continuación.

Para la correcta interpretación de datos se describe a continuación una pequeña explicación de las tablas.

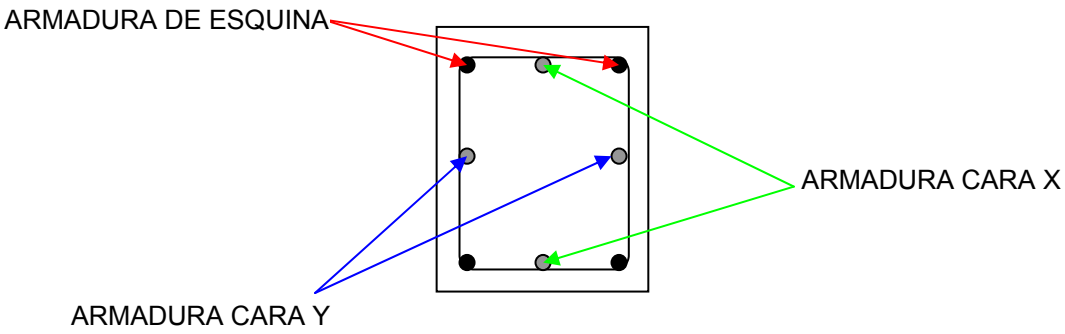
PISO	DIMENSIÓN $[m]$	ALTURA DE CÁLCULO	ESFUERZOS			ARMADURAS			ESTRI-BOS	$\frac{A_S}{A_C}\%$
		h	N	Mx	My	$Esqui-nas$	$Cara\ x$	$Cara\ y$		

Donde,

h → *Altura del tramo de columna sin arrostramiento en (m)*

ESFUERZOS, *Esfuerzos pésimos, correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones.* Incluye la amplificación de esfuerzos debidos a los efectos de segundo orden y excentricidad adicional por pandeo, en $(Tn),(Tn{\cdot}m),(Tn{\cdot}m)$

ARMADURAS, *Se describe a continuación*

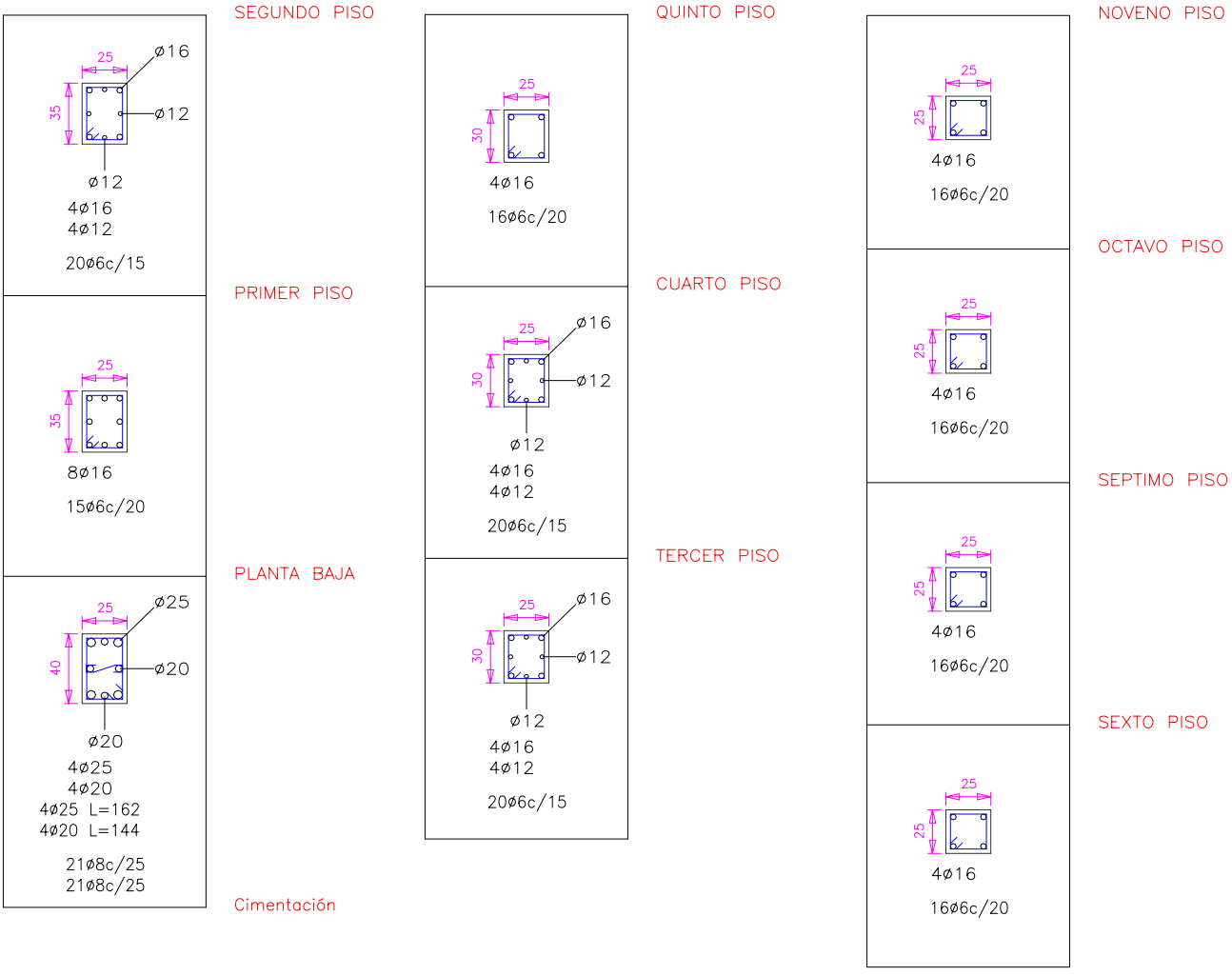


ESTRIBOS → *Se indica solamente el estribo perimetral dispuesto .La separación está indicada en centímetros (cm)*

$\frac{A_S}{A_C}\%$ → *Cuantía geométrica*

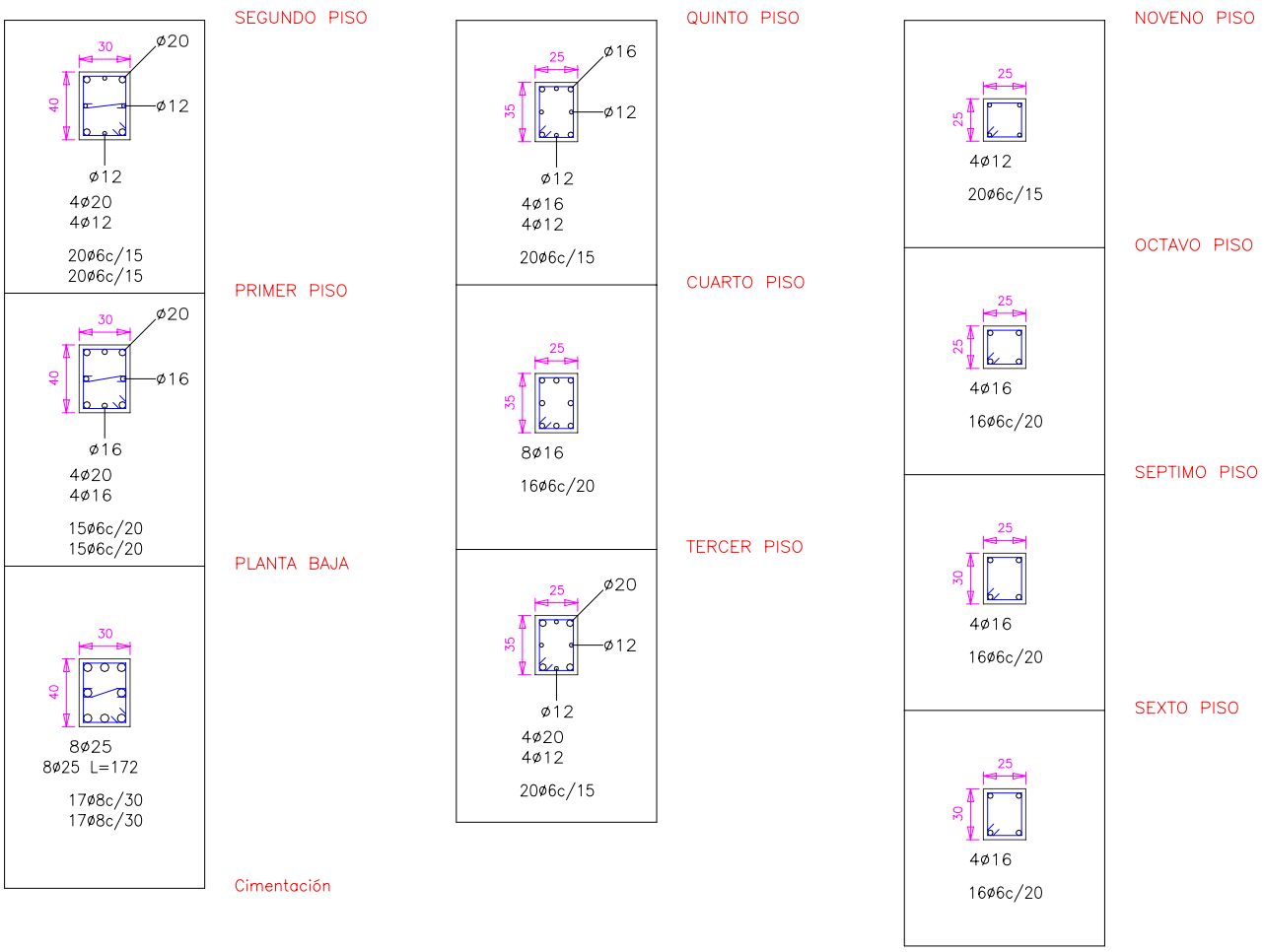
4.3.4.1 Columnas TIPO 1: A-1, F-4, I-4, D-5

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.25	2.80	7.60	0.51	1.98	4Ø16	Ø6c/20	1.29
9	0.25x0.25	2.80	18.53	0.73	3.43	4Ø16	Ø6c/20	1.29
8	0.25x0.25	2.80	30.62	0.84	3.32	4Ø16	Ø6c/20	1.29
7	0.25x0.25	2.80	41.60	0.98	3.29	4Ø16	Ø6c/20	1.29
6	0.25x0.30	2.80	54.36	1.24	4.29	4Ø16	Ø6c/20	1.07
5	0.25x0.30	2.80	66.59	1.37	4.54	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
4	0.25x0.30	2.80	78.22	1.48	4.35	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
3	0.25x0.35	2.80	78.64	1.56	3.99	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.44
2	0.25x0.35	2.80	104.20	1.99	4.95	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
1	0.25x0.40	4.82	116.26	6.87	4.82	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	3.22



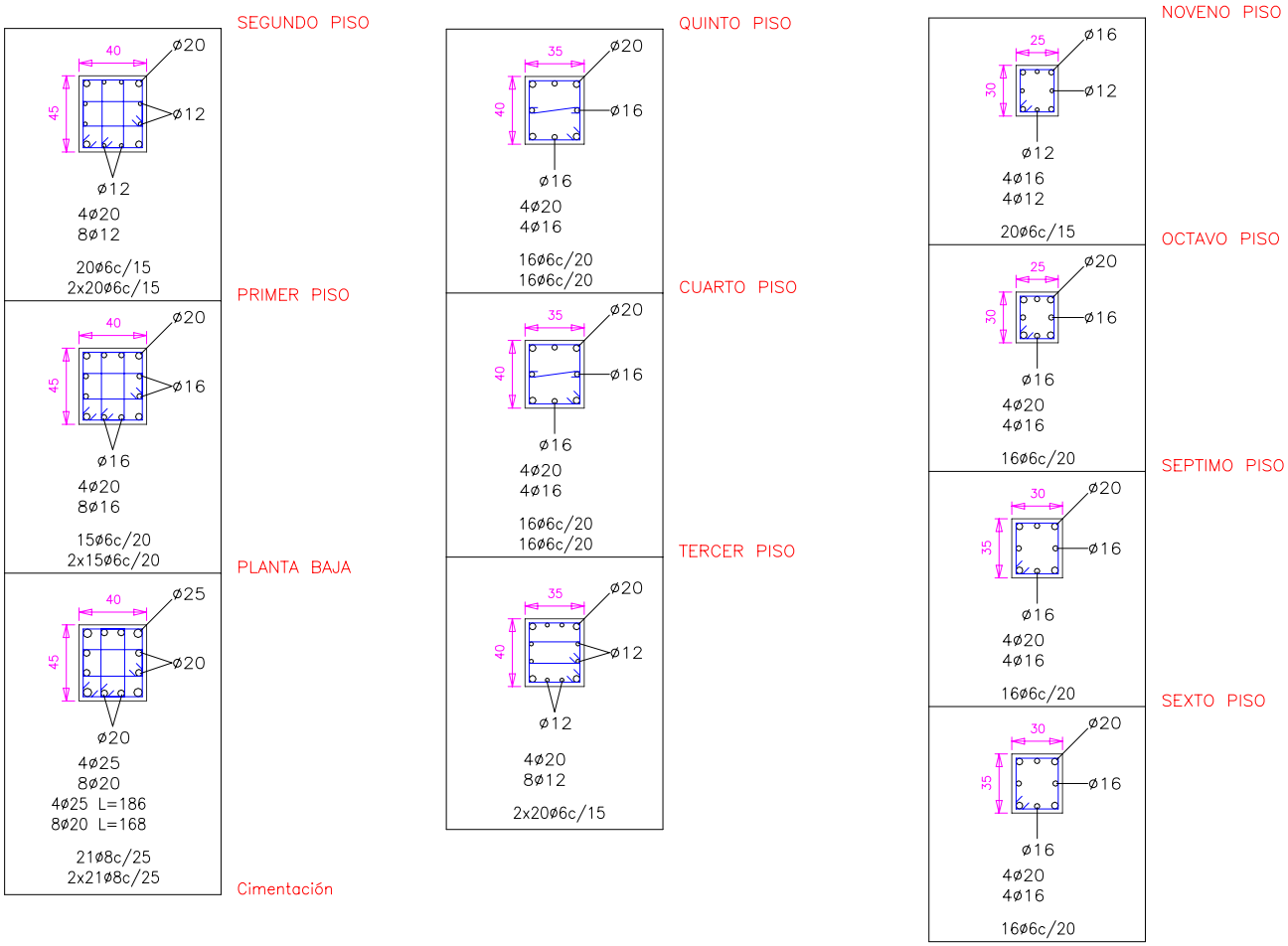
4.3.4.2 Columnas TIPO 2: A-2, A-3, I-3, G-4

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.25	2.80	12.60	1.80	0.86	4Ø12	Ø6c/15	0.72
9	0.25x0.25	2.80	29.04	2.95	1.41	4Ø16	Ø6c/20	1.29
8	0.25x0.30	2.80	45.38	3.21	1.95	4Ø16	Ø6c/20	1.07
7	0.25x0.30	2.80	61.81	3.32	2.17	4Ø16	Ø6c/20	1.07
6	0.25x0.35	2.80	78.10	3.65	2.42	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.44
5	0.25x0.35	2.80	95.02	3.81	2.65	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
4	0.25x0.35	2.80	110.26	3.66	2.90	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.95
3	0.30x0.40	2.80	111.05	3.68	2.64	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.42
2	0.30x0.40	2.80	144.51	5.64	2.69	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.72
1	0.30x0.40	4.88	161.58	8.53	5.00	4Ø25+ 2Ø25+2Ø25	Ø8c/30	3.27



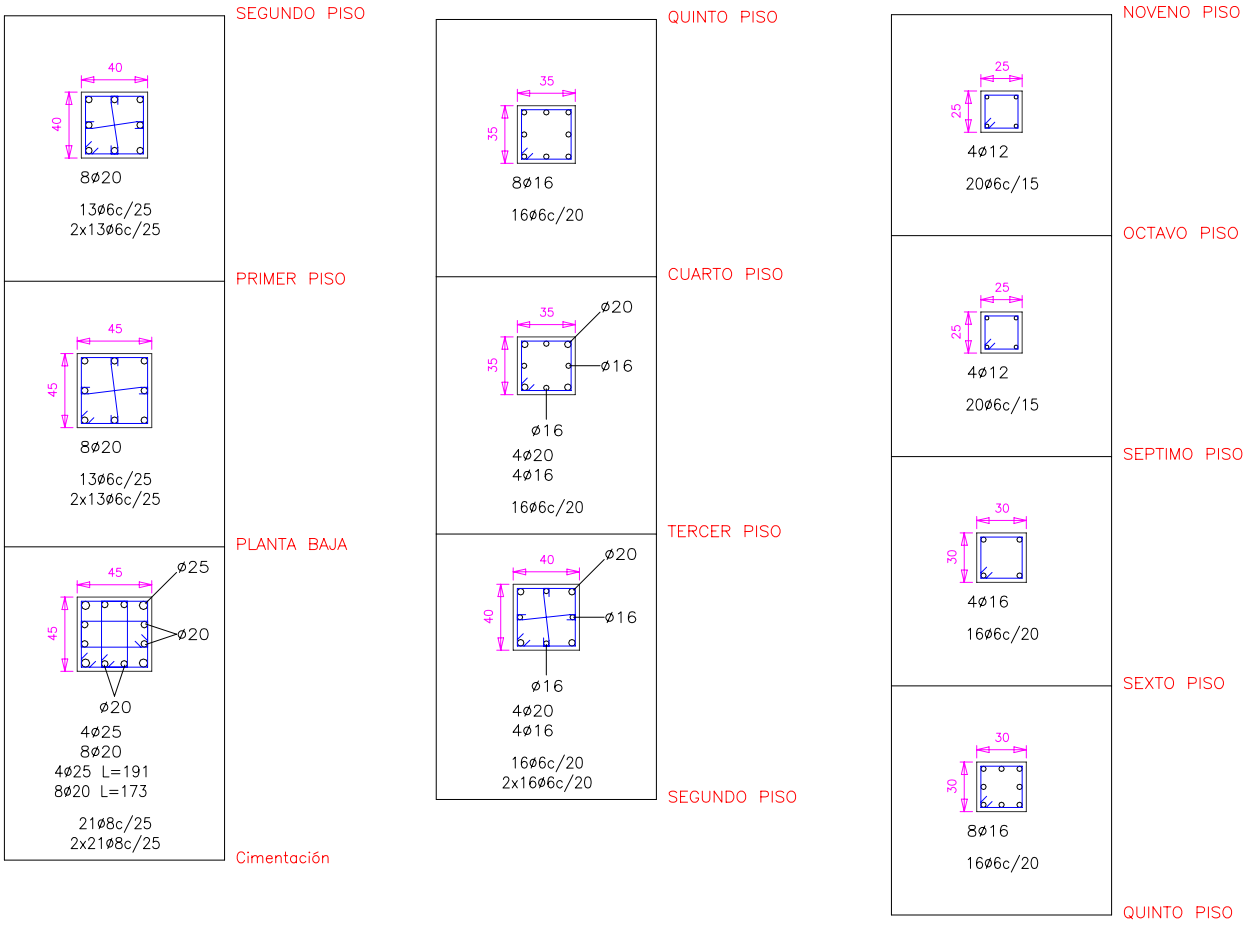
4.3.4.3 Columnas TIPO 3: B-1, E-1, C-5

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA	+CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.30	2.80	17.45	1.59	5.48	4Ø16+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
9	0.25x0.30	2.80	40.51	2.56	7.75	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.75
8	0.30x0.35	2.80	64.09	3.83	9.26	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.96
7	0.30x0.35	2.80	89.13	3.84	8.59	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.96
6	0.35x0.40	2.80	89.96	3.68	7.61	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.47
5	0.35x0.40	2.80	140.24	4.76	9.20	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.47
4	0.35x0.40	2.80	164.26	4.82	8.37	4Ø20+	4Ø12+4Ø12	Ø6c/15	1.54
3	0.40x0.45	2.80	165.37	4.50	7.06	4Ø20+	4Ø12+4Ø12	Ø6c/15	1.20
2	0.40x0.45	2.80	215.70	4.23	12.82	4Ø20+	4Ø16+4Ø16	Ø6c/20	1.59
1	0.40x0.45	4.95	246.66	11.08	9.18	4Ø25+	4Ø20+4Ø20	Ø8c/25	2.49



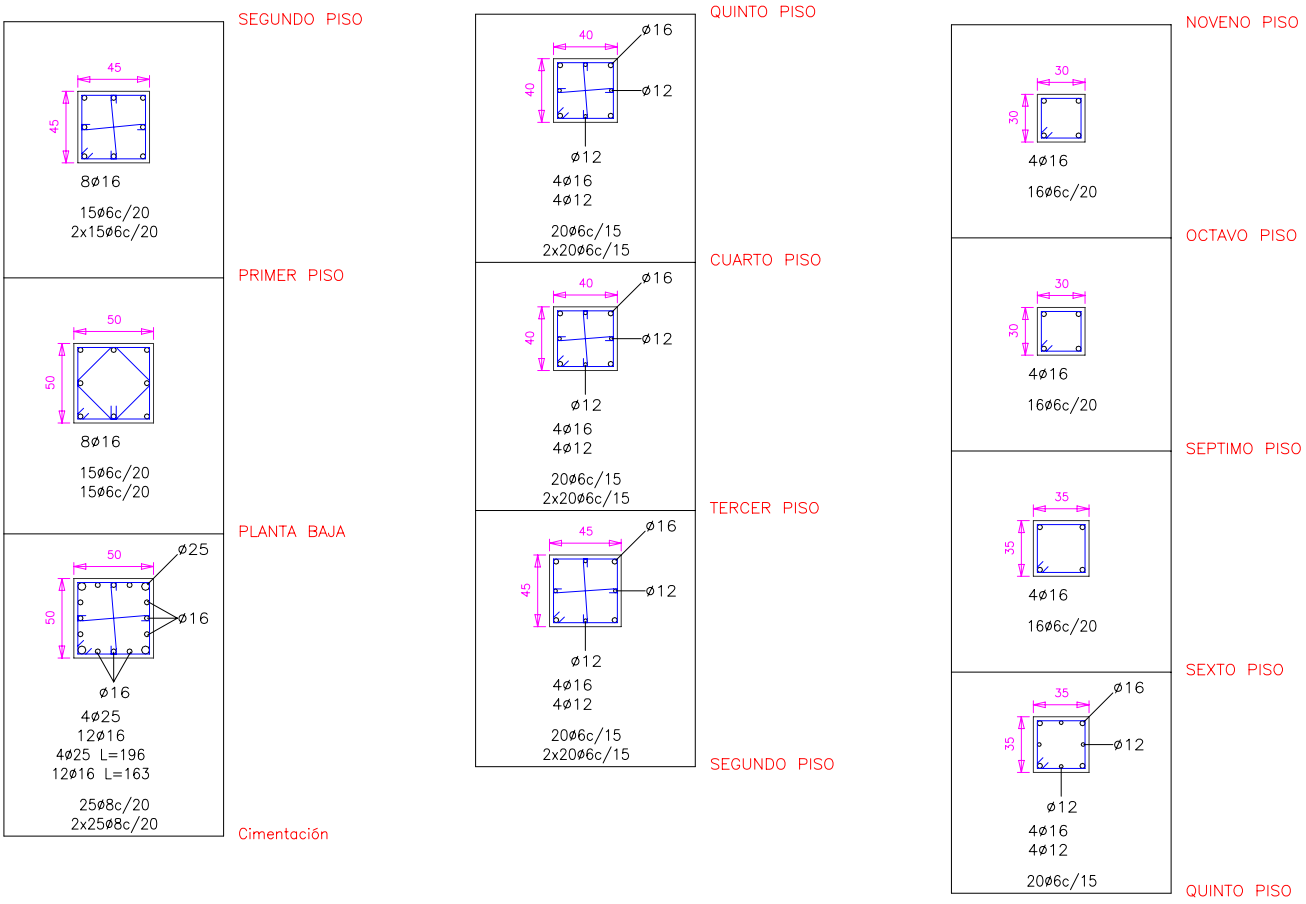
4.3.4.4 Columnas TIPO 4: B-2, G-2, B-3, F-3, G-3

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.25	2.80	22.62	0.75	0.72	4Ø12	Ø6c/15	0.72
9	0.25x0.25	2.80	51.07	1.69	1.27	4Ø12	Ø6c/15	0.72
8	0.30x0.30	2.80	80.28	2.79	1.91	4Ø16	Ø6c/20	0.89
7	0.30x0.30	2.80	109.34	3.80	2.19	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.79
6	0.35x0.35	2.80	109.34	3.80	2.19	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.31
5	0.35x0.35	2.80	171.13	5.21	1.78	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.68
4	0.40x0.40	2.80	171.13	5.21	1.78	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.29
3	0.40x0.40	2.80	233.59	0.00	4.67	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.57
2	0.45x0.45	2.80	233.59	0.00	4.67	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.24
1	0.45x0.45	5.03	300.03	13.56	6.81	4Ø25+ 4Ø20+4Ø20	Ø8c/25	2.21



4.3.4.5 Columnas TIPO 5: F-1, F-2

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA	+CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.30x0.30	2.80	23.45	1.11	3.66	4Ø16		Ø6c/20	0.89
9	0.30x0.30	2.80	54.60	1.67	5.18	4Ø16		Ø6c/20	0.89
8	0.35x0.35	2.80	55.31	1.57	4.40	4Ø16		Ø6c/20	0.66
7	0.35x0.35	2.80	119.33	2.08	5.83	4Ø16+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.03
6	0.40x0.40	2.80	120.26	2.09	4.82	4Ø16+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.79
5	0.40x0.40	2.80	185.32	0.98	5.17	4Ø16+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.79
4	0.45x0.45	2.80	186.59	0.99	3.73	4Ø16+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.62
3	0.45x0.45	2.80	254.00	0.46	5.71	4Ø16+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	0.79
2	0.50x0.50	2.80	254.00	0.46	5.71	4Ø16+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	0.64
1	0.50x0.50	5.00	324.20	10.26	17.78	4Ø25+	6Ø16+6Ø16	Ø8c/20	1.75



4.3.4.6 Columnas TIPO 6: H-1, A-5

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.25	2.80	8.19	2.70	0.43	4Ø16	Ø6c/20	1.29
9	0.25x0.25	2.80	20.25	4.28	0.79	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.57
8	0.25x0.30	2.80	33.90	4.46	1.13	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.14
7	0.25x0.30	2.80	46.47	4.50	1.36	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.14
6	0.25x0.35	2.80	60.77	4.93	1.38	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
5	0.25x0.35	2.80	74.54	5.14	2.02	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
4	0.25x0.35	2.80	87.64	4.91	1.96	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.34
3	0.30x0.40	2.80	88.33	4.38	1.63	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.72
2	0.30x0.40	2.80	118.66	7.90	2.13	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.53
1	0.30x0.45	4.88	118.66	7.90	2.13	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.53

4.3.5 Muros Pantalla de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Tabla 13 *Armado de MURO MD*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.25 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 14 *Armado de MURO ME*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.125 m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 15 *Armado de MURO MF*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.2m	Ø10c/10 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/25 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø16c/20 cm	Ø8c/25 cm

FUENTE: Elaboración Propia

4.3.5.1 Muros de Ascensor

Tabla 16 *Armado MURO ASCENSOR*

SECTOR	ESP.	MURO 1		MURO 2		MURO 3	
		ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR
Planta 1	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø10c/20 cm
Planta 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

4.3.6 Zapatas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Se diseñaron las zapatas con los esfuerzos calculados por el programa. Todas las zapatas son AISLADAS de TIPO RÍGIDO (Artículo 59.2 (norma EHE-98)) y para la presentación de los resultados se interpretarán tomando en cuenta la siguiente gráfica:

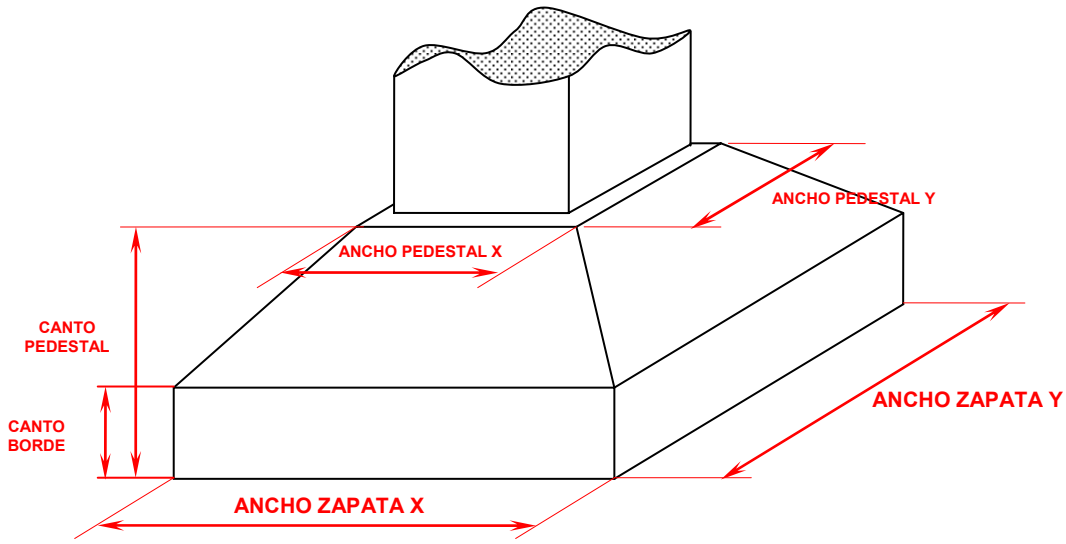


Tabla 17 *Dimensiones y armado de zapatas*

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO I A-1, F-4, I-4; D-5	Ancho zapata X: 190.0 cm Ancho zapata Y: 285.0 cm Ancho columna X: 50.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto borde: 35.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 17Ø16 c/ 18 Y: 11Ø16 c/ 18
TIPO II C-5, B-1, E-1	Ancho zapata X: 300.0 cm Ancho zapata Y: 335.0 cm Ancho columna X: 60.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 95.0 cm	X: 23Ø16 c/ 15 Y: 21Ø16 c/ 15

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO III A-2, A-3, I-3, G-4,	Ancho zapata X: 215.0 cm Ancho zapata Y: 295.0 cm Ancho columna X: 50.0 cm Ancho columna Y: 60.0 cm Canto borde: 40.0 cm Canto pedestal: 70.0 cm	X: 20Ø16 c/ 15 Y: 15Ø16 c/ 15
TIPO IV B-3, B-2	Ancho zapata X: 345.0 cm Ancho zapata Y: 345.0 cm Ancho columna X: 65.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	X: 18Ø20 c/ 20 Y: 18Ø20 c/ 20
TIPO V F-2, F-1	Ancho zapata X: 360.0 cm Ancho zapata Y: 360.0 cm Ancho columna X: 70.0 cm Ancho columna Y: 70.0 cm Canto borde: 35.0 cm Canto pedestal: 90.0 cm	X: 17Ø20 c/ 22 Y: 18Ø20 c/ 21
TIPO VI G-2, F-3, G-3	Ancho zapata X: 330.0 cm Ancho zapata Y: 330.0 cm Ancho columna X: 65.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto borde: 30.0 cm Canto pedestal: 85.0 cm	X: 15Ø20 c/ 24 Y: 14Ø20 c/ 24
TIPO VII B-1	Ancho zapata X: 300.0 cm Ancho zapata Y: 335.0 cm Ancho columna X: 60.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 95.0 cm	X: 23Ø16 c/ 15 Y: 21Ø16 c/ 15
TIPO VIII H-1, A-5	Ancho zapata X: 190.0 cm Ancho zapata Y: 285.0 cm Ancho columna X: 50.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto borde: 35.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 15Ø16 c/ 20 Y: 13Ø16 c/ 15
(M1-m2-m3)	Ancho zapata X: 630.0 cm Ancho zapata Y: 840.0 cm Ancho pedestal X: 261.6 cm Ancho pedestal Y: 490.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 130.0 cm	Sup X: 77Ø16 c/ 11 Sup Y: 23Ø25 c/ 28 Inf X: 77Ø16 c/ 11 Inf Y: 23Ø25 c/ 28
ME	Ancho zapata X: 510.0 cm Ancho zapata Y: 345.0 cm Ancho pedestal X: 295.2 cm Ancho pedestal Y: 45.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	X: 28Ø16 c/ 13 Y: 22Ø20 c/ 24

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
MD	Ancho zapata X: 510.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm Ancho pedestal X: 310.0 cm Ancho pedestal Y: 40.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	Sup X: 31Ø12 c/ 11 Sup Y: 20Ø20 c/ 27 Inf X: 12Ø25 c/ 30 Inf Y: 20Ø20 c/ 27
MF	Ancho zapata X: 390.0 cm Ancho zapata Y: 260.0 cm Ancho pedestal X: 207.4 cm Ancho pedestal Y: 40.0 cm Canto borde: 30.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 13Ø20 c/ 21 Y: 19Ø16 c/ 21

FUENTE: Elaboración Propia

Los detalles de armado se encuentran descritos en el plano anexo de cimentación.

4.3.7 Deformada de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Considerando la hipótesis que incluye acciones verticales y acciones horizontales, en la tabla 18 se muestran las deformaciones máximas del edificio:

Tabla 18 *Desplazamientos en x y y de la estructura global*

PLANTA	COTA	DESP, X *[mm]*	DESP, Y *[mm]*
NOVENO PISO	27,78	7,34938	4,88608
OCTAVO PISO	24,98	6,68272	4,20656
SÉPTIMO PISO	22,18	6,03433	3,75287
SEXTO PISO	19,38	5,40267	3,32587
QUINTO PISO	16,58	4,71372	2,88159
CUARTO PISO	13,78	4,01557	2,44346
TERCER PISO	10,98	3,26606	1,98228
SEGUNDO PISO	8,17	2,50173	1,51521
PRIMER PISO	5,38	1,73999	1,05565
PLANTA BAJA	2,57	1,00262	0,60939
Cimentación	-2	0	0

4.3.8 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 200 Kg/m^2

En este punto se muestran las cantidades de obra basada en los resultados obtenidos para la estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 200 Kg/m^2.

Los resultados son referidos a las plantas del edificio incluidos lo elementos de cimentación, los cuales se presentan en una tabla aparte.

Los resultados obtenidos se resumen en las tablas 19 y 20:

Tabla 19 *Resumen cuantías de obra. Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 1*

ELEMENTO	SUPERFICIE [m^2]	VOLUMEN [m^3]	BARRAS [Kg.]
losas aligeradas*	3789.79	523.02	28371
Vigas	496.50	210.92	13976
Encofrado lateral[8]	1076.56		
Muros	994.82	100.19	7362
Pilares (Sup. Encofrado)	684.10	58.93	13136
TOTAL	7041.77	893.06	62845

* *Nº de bloques de reticular 40×40×15 = 27397 Unidades*

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 20 *Resumen cuantías de obra. en cimentaciones Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 1*

ELEMENTO	UNIDAD	TOTAL
Acero S-400	*Kg.*	10939.77
Hormigón C20/25	m^3	198.19
Hormigón de limpieza (h=5cm)	m^3	14.14

FUENTE: Elaboración Propia

[8] Se refiere a la superficie a encofrar para vigas en todas sus caras vistas y la superficie lateral vista de las losas.

Basados en estos datos, los las cantidades de obra por ÍTEMS se muestran a continuación en la tabla 21:

Tabla 21 *Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 1*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	565,60
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	14,40
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	198,19
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,19
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	58,93
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	210,92
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.789,79
8	ÁBACOS	m^3	0,00

FUENTE: Elaboración Propia

4.4 Memoria de cálculo segundo caso: sobrecarga $400\frac{Kg}{m^2}$

4.4.1 Acciones consideradas para el diseño de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Las acciones consideradas para el cálculo de la estructura con entrepisos con vigas para el primer caso son:

4.4.1.1 Acciones Gravitatorias

Las acciones gravitatorias consideradas para el diseño se muestran a continuación en la tabla 22:

Tabla 22 *Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso con vigas (CASO 2)*

NOMBRE DEL GRUPO	SOBRECARGA DE USO	CARGAS MUERTAS
NOVENO PISO	0.10 Tn/m^2	0.10 Tn/m^2
OCTAVO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SÉPTIMO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEXTO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
QUINTO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
CUARTO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
TERCER PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEGUNDO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PRIMER PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PLANTA BAJA	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2

FUENTE: Elaboración Propia

4.4.1.2 Acciones de Viento

Los coeficientes de carga considerados en la dirección correspondiente son los siguientes:

+X: 1.00 **-X:** 1.00

+Y: 1.00 **-Y:** 1.00

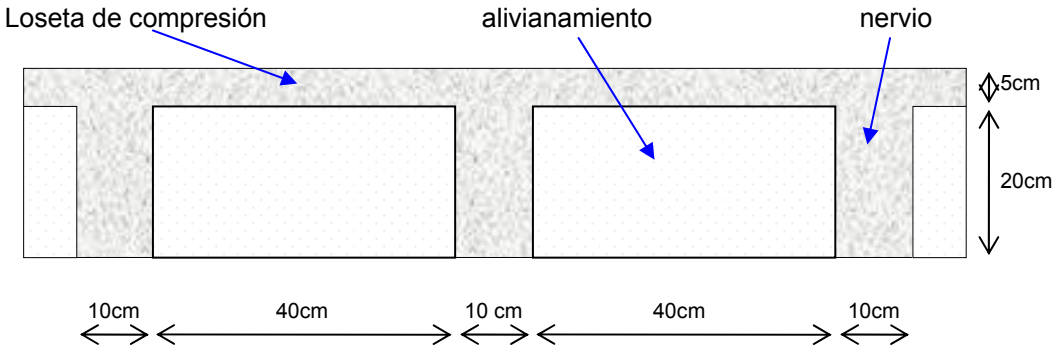
Se considera los valores de la curva de presión dinámica del viento, así como se describió en el punto 4.1.7.1

4.4.2 Losa de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

En el diseño de las losas de entrepiso, se tomaron igualmente dos losas tipo: la losa de primer piso y la losa de séptimo piso, para poder diferenciar los efectos que el viento produce en la estructura.

Se muestra a continuación los momentos obtenidos con ayuda del programa y el armado de estas. Las unidades son Ton·m por metro lineal.

La losa tendrá la siguiente configuración de aligeramiento en ambos sentidos:



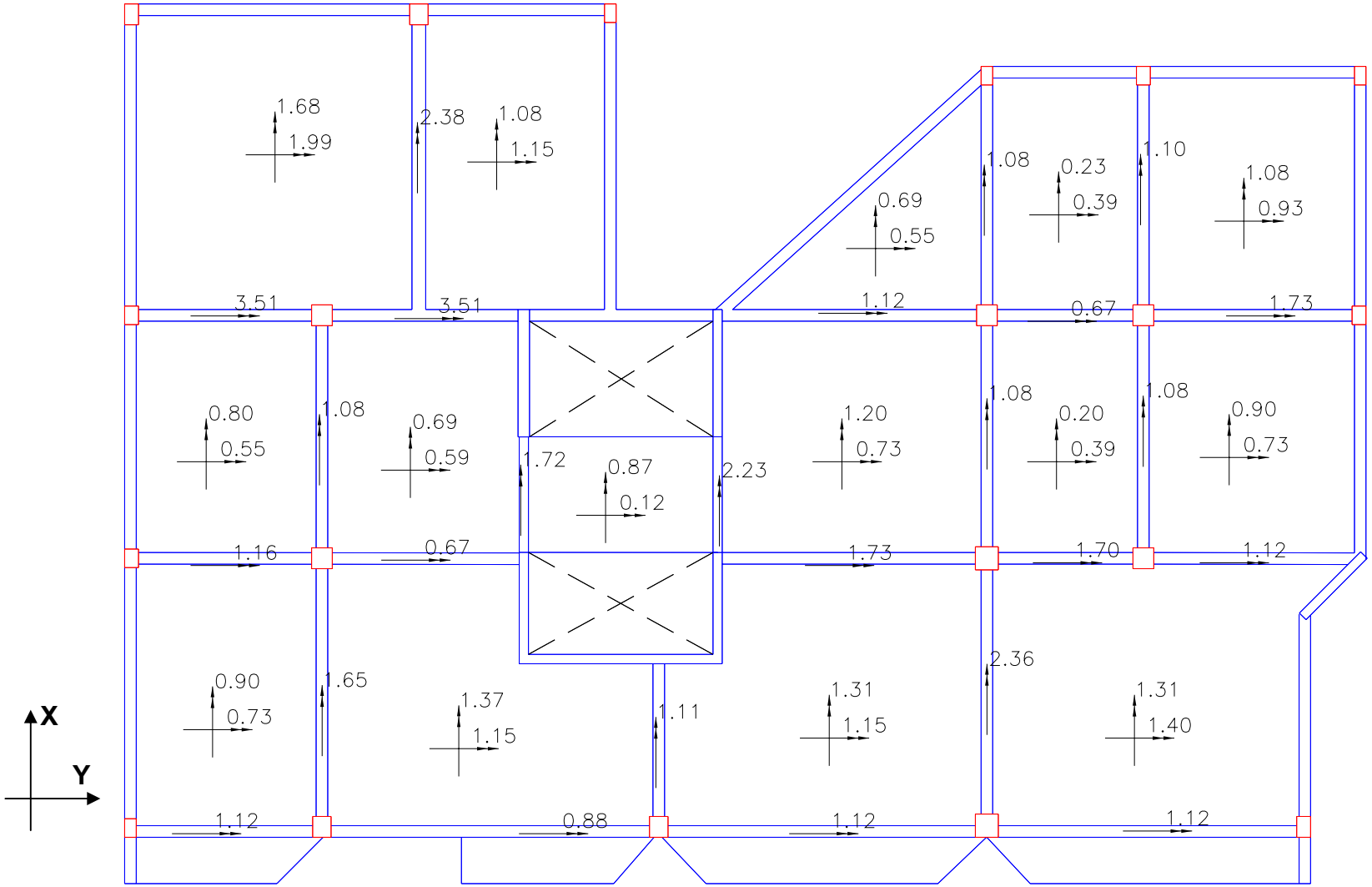
Se muestra a continuación los momentos obtenidos con ayuda del programa y el armado de estas. Las unidades son Ton·m por metro.

Las comprobaciones se realizaron en el estado límite último con las ecuaciones de parábola rectángulo las cuales se encuentran en los anexos.

Por último se muestra un gráfico de deformaciones, en mm por metro, por medio de isolíneas.

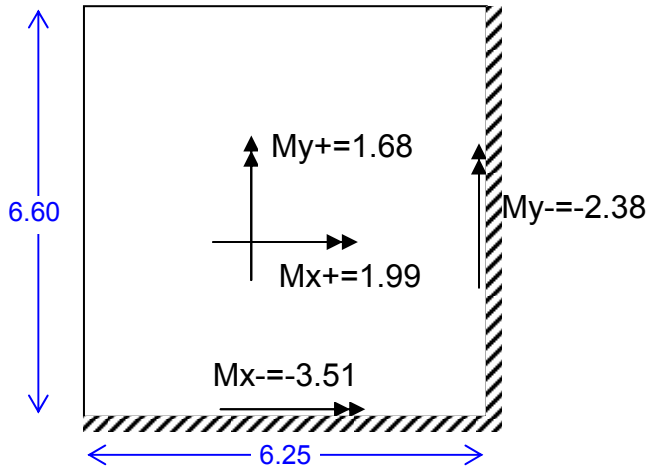
4.4.2.1 Losa de primer piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400Kg/m^2

Figura 41 *Momentos de dimensionamiento: losa con vigas primer piso*



UNIDADES: Ton·m/m

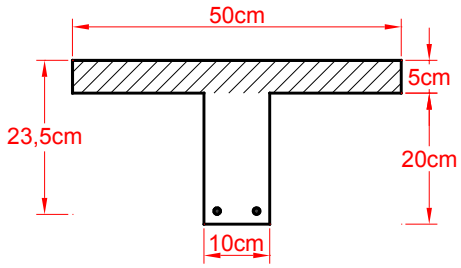
Determinados los momentos de diseño en toneladas por metro y se procede a calcular el área de acero necesaria. Se toma como ejemplo de cálculo el panel A-C 3-5.



UNIDADES: Ton·m

- ARMADURA PARA M_x^+

  Se considera una sección Ton de las siguientes características:



$$M_d = 1,68Tm$$

$$\underline{M_d = 168.000Kgcm}$$

$$M_0 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f\right)$$

$$M_0 = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 5cm \cdot \left(23,5cm - 0,5 \cdot 5cm\right)$$

$$\underline{M_0 = 606.900Kgcm}$$

$$M_m = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[0,295 \cdot b_w \cdot d^2 + \left(b - b_w\right) \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f\right) \right]$$

$$M_m = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot \left[0,295 \cdot 10cm \cdot \left(23,5cm\right)^2 + \left(50cm - 10cm\right) \cdot 5cm \cdot \left(23,5cm - 0,5 \cdot 5cm\right) \right]$$

$$\underline{M_m = 673.848,30Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 23,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 168000Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot \left(23,5cm\right)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.02cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 1.02cm^2 : 1\phi 8 + 1\phi 10$

- ARMADURA PARA M_y^+

$$M_d = 1,99Tm$$

$$\underline{M_d = 199.000Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

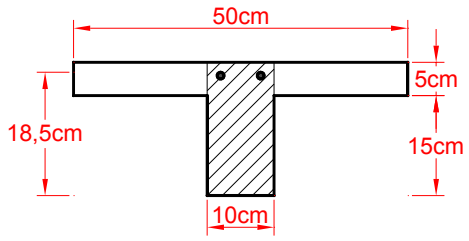
$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 23,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 199000Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot \left(23,5cm\right)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.21cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 1.21cm^2 : 1\phi 8 + 1\phi 10$

- ARMADURA PARA M_x^-

Se considera una sección de las siguientes características:



$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 10cm \cdot 23,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0,5 \cdot 238000 Kgcm}{0,425 \cdot 10cm \cdot (23,5cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.19cm^2$$

$$\text{Para cada nervio} \rightarrow A_s = 1.19cm^2 : 1\phi 10 + 1\phi 12$$

- ARMADURA PARA M_y^-

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 10cm \cdot 23,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0,5 \cdot 351000 Kgcm}{0,425 \cdot 10cm \cdot (23,5cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.76cm^2$$

$$\text{Para cada nervio} \rightarrow A_s = 1.76cm^2 : 1\phi 12 + 1\phi 16$$

De esta forma se procede para todas las losas y los resultados se muestran a continuación.

a) Diseño de Armadura losa de primer piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

- ARMADO LOSA 1

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,90	0,45	23,5	50	0,81	2Φ8
My+	0,73	0,37	23,5	50	0,81	2Φ8
Mx-	1,65	0,83	23,5	10	1,06	1 Φ8+1 Φ10
My-	1,12	0,56	23,5	10	0,81	2Φ8

- ARMADO LOSA 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,37	0,69	23,5	50	0,83	2Φ8
My+	1,15	0,58	23,5	50	0,81	2Φ8
Mx-	1,60	0,80	23,5	10	1,03	1 Φ8+1 Φ10
My-	0,88	0,44	23,5	10	0,81	2Φ8

- ARMADO LOSA 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,40	0,70	23,5	50	0,85	2 Φ8
My+	1,15	0,58	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	2,38	1,19	23,5	10	1,59	1 Φ10+1 Φ12
My-	1,12	0,56	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,31	0,66	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	1,40	0,70	23,5	50	0,85	2 Φ8
Mx-						2Φ6
My-	1,12	0,56	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 5

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,80	0,40	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,55	0,28	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,08	0,54	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,16	0,58	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 6

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,69	0,35	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,59	0,30	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,72	0,86	23,5	10	1,11	1 Φ8+1 Φ10
My-	0,67	0,34	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 7

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,87	0,44	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,12	0,06	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,72	0,86	23,5	10	1,11	1 Φ8+1 Φ10
My-	2,23	1,12	23,5	10	1,48	2 Φ10

- ARMADO LOSA 8

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	1,10	0,55	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,73	0,37	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,08	0,54	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,73	0,87	23,5	10	1,12	1 Φ8+1 Φ10

- ARMADO LOSA 9

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,20	0,10	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,39	0,20	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,08	0,54	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,70	0,85	23,5	10	1,10	1 Φ8+1 Φ10

- ARMADO LOSA 10

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,90	0,45	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,73	0,37	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-			23,5			
My-	1,12	0,56	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 11

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	1,68	0,84	23,5	50	1,02	1 Φ8+1 Φ10
My+	1,99	1,00	23,5	50	1,21	1 Φ8+1 Φ10
Mx-	2,38	1,19	23,5	10	1,59	1 Φ10+1 Φ12
My-	3,51	1,76	23,5	10	2,52	1 Φ12+1 Φ16

- ARMADO LOSA 12

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	1,08	0,54	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	1,15	0,58	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-						
My-	3,51	1,76	23,5	10	2,52	1 Φ12+1 Φ16

- ARMADO LOSA 13

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,69	0,35	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,55	0,28	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,08	0,54	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,12	0,56	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 14

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,23	0,12	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,39	0,20	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,10	0,55	23,5	50	0,81	2 Φ8
My-	0,67	0,34	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 15

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,08	0,54	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,93	0,47	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-						
My-	1,73	0,87	23,5	10	1,12	1 Φ8+1 Φ10

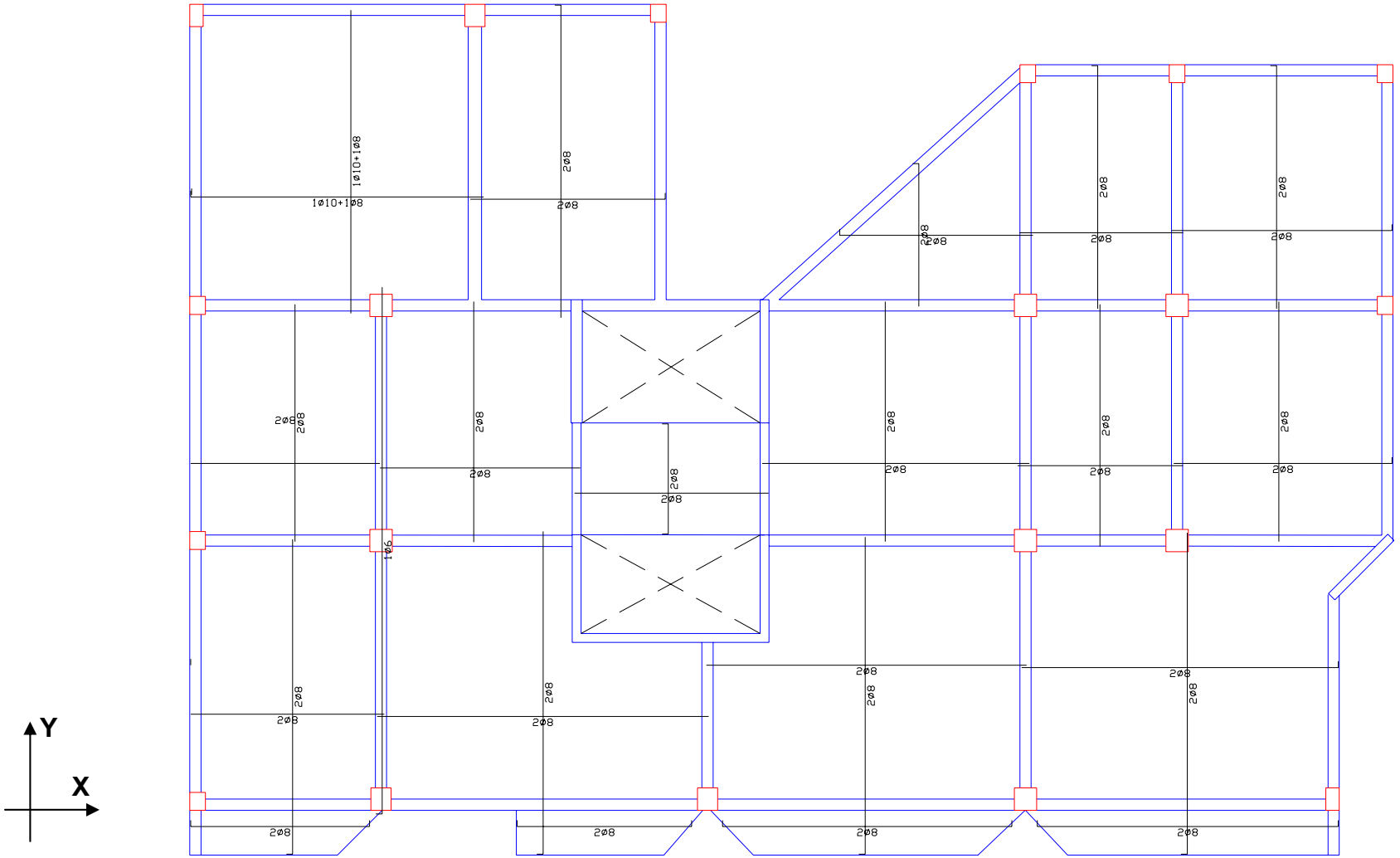


Figura 42 *Armado Positivo de losa con vigas: Planta baja*

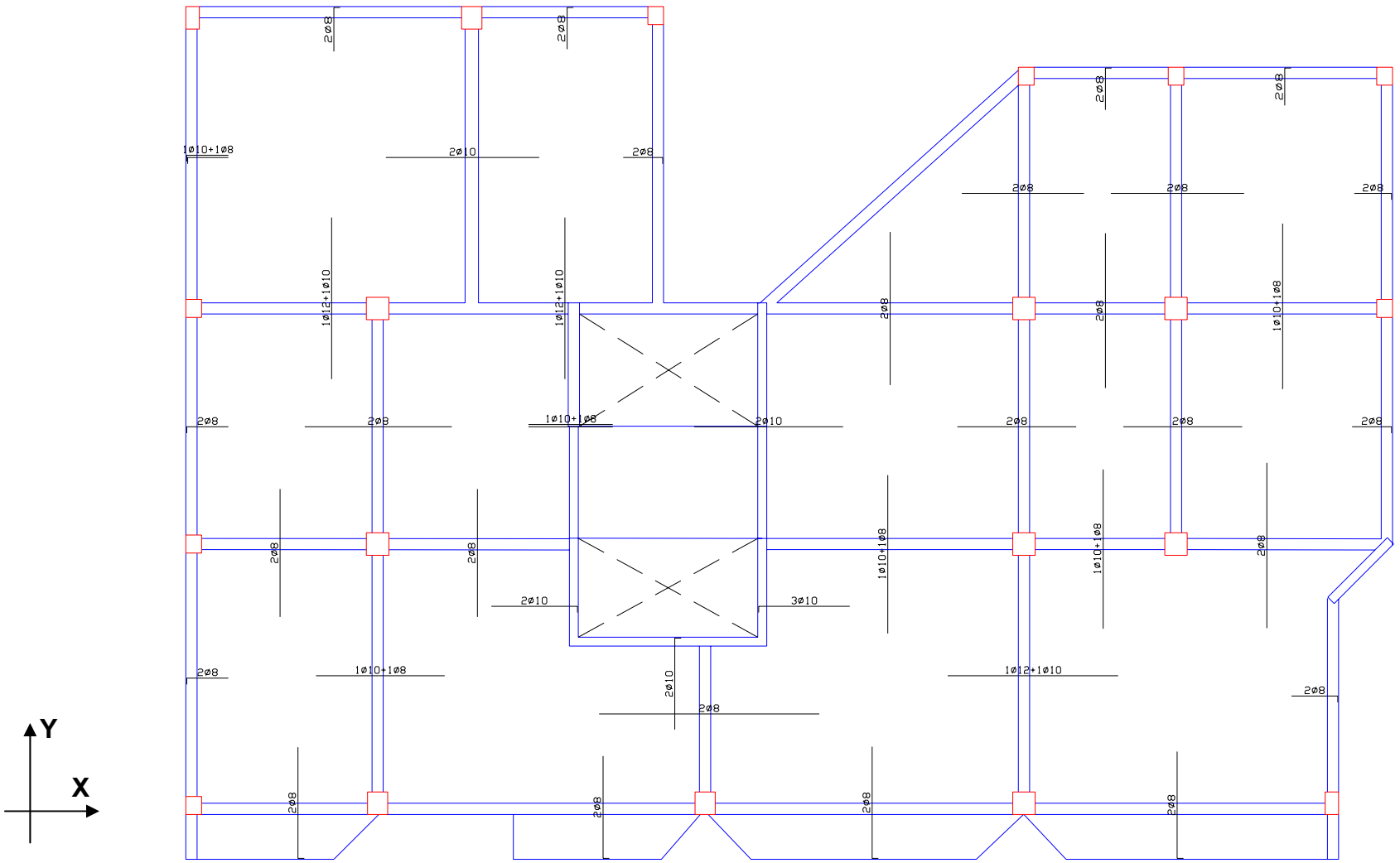


Figura 43 *Armado Negativo de losa con vigas: Primer piso*

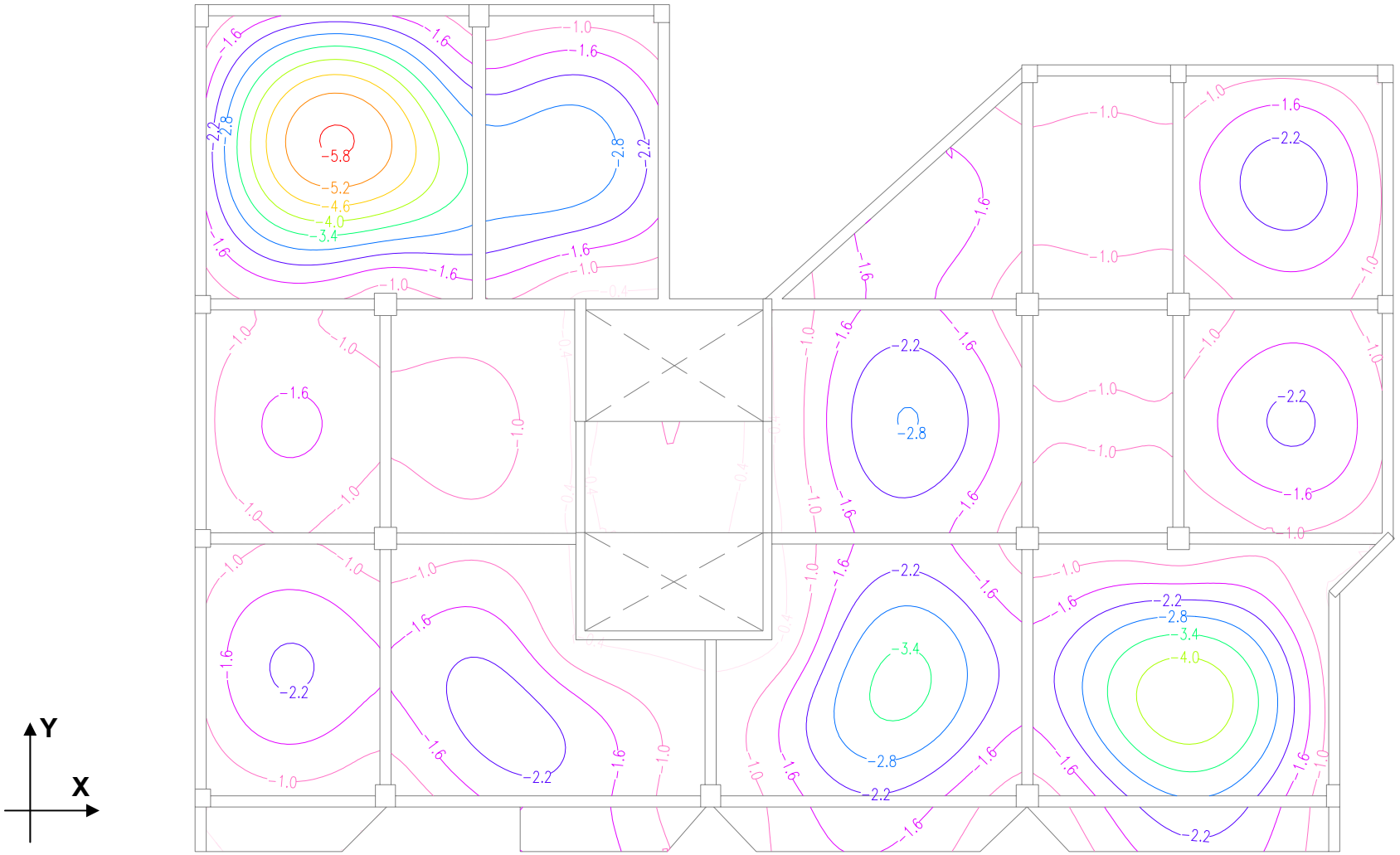
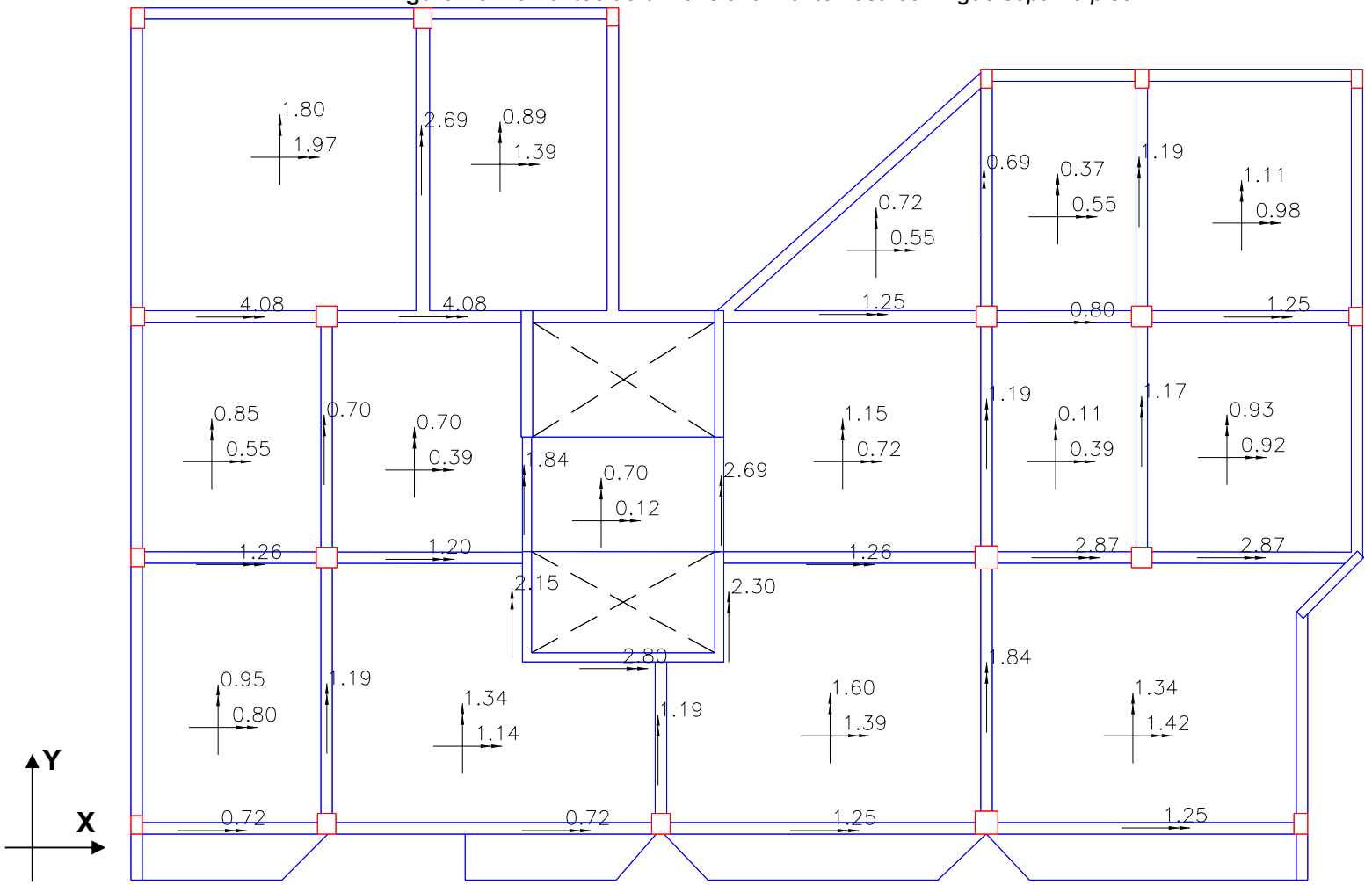


Figura 44 *Desplazamientos verticales losa con vigas: Planta baja*

UNIDADES: mm

4.4.2.2 Losa de séptimo piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400Kg/m^2

Figura 45 *Momentos de dimensionamiento: losa con vigas séptimo piso*



U

NIDADES: Ton·m/m

a) Diseño de Armadura losa de séptimo piso de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

- ARMADO LOSA 1

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,95	0,48	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,80	0,40	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,19	0,60	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	0,82	0,41	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,34	0,67	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	1,14	0,57	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,19	0,60	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	0,72	0,36	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,60	0,80	23,5	50	0,97	2 Φ8
My+	1,39	0,70	23,5	50	0,84	2 Φ8
Mx-	1,84	0,92	23,5	10	1,20	1 Φ8+1 Φ10
My-	1,25	0,63	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,34	0,67	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	1,42	0,71	23,5	50	0,86	2 Φ8
Mx-						
My-	1,28	0,64	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 5

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,85	0,43	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,55	0,28	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	0,70	0,35	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,26	0,63	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 6

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,70	0,35	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,39	0,20	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,84	0,92	23,5	10	1,20	1 Φ8+1 Φ10
My-	1,20	0,60	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 7

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	0,70	0,35	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,12	0,06	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,84	0,92	23,5	10	1,20	1 Φ8+1 Φ10
My-	2,69	1,35	23,5	10	1,83	1 Φ10+1 Φ12

- ARMADO LOSA 8

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
Mx+	1,15	0,58	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,72	0,36	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,19	0,60	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,26	0,63	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 9

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,11	0,06	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,39	0,20	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,17	0,59	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,30	0,65	23,5	10	0,82	2 Φ8

- ARMADO LOSA 10

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,93	0,47	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,92	0,46	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-			23,5			
My-	1,98	0,99	23,5	10	1,30	2 Φ10

- ARMADO LOSA 11

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,80	0,90	23,5	50	1,10	1 Φ8+1 Φ10
My+	1,97	0,99	23,5	50	1,20	1 Φ8+1 Φ10
Mx-	2,69	1,35	23,5	10	1,83	1 Φ10+1 Φ12
My-	4,08	2,04	23,5	10	3,06	1 Φ12+1 Φ16

- ARMADO LOSA 12

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,89	0,45	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	1,39	0,70	23,5	50	0,84	2 Φ8
Mx-						
My-	4,08	2,04	23,5	10	3,06	1 Φ12+1 Φ16

- ARMADO LOSA 13

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,72	0,36	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,55	0,28	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	0,69	0,35	23,5	10	0,81	2 Φ8
My-	1,25	0,63	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 14

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	0,37	0,19	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,55	0,28	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-	1,19	0,60	23,5	50	0,81	2 Φ8
My-	0,80	0,40	23,5	10	0,81	2 Φ8

- ARMADO LOSA 15

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
Mx+	1,11	0,56	23,5	50	0,81	2 Φ8
My+	0,98	0,49	23,5	50	0,81	2 Φ8
Mx-						
My-	1,25	0,63	23,5	10	0,81	2 Φ8

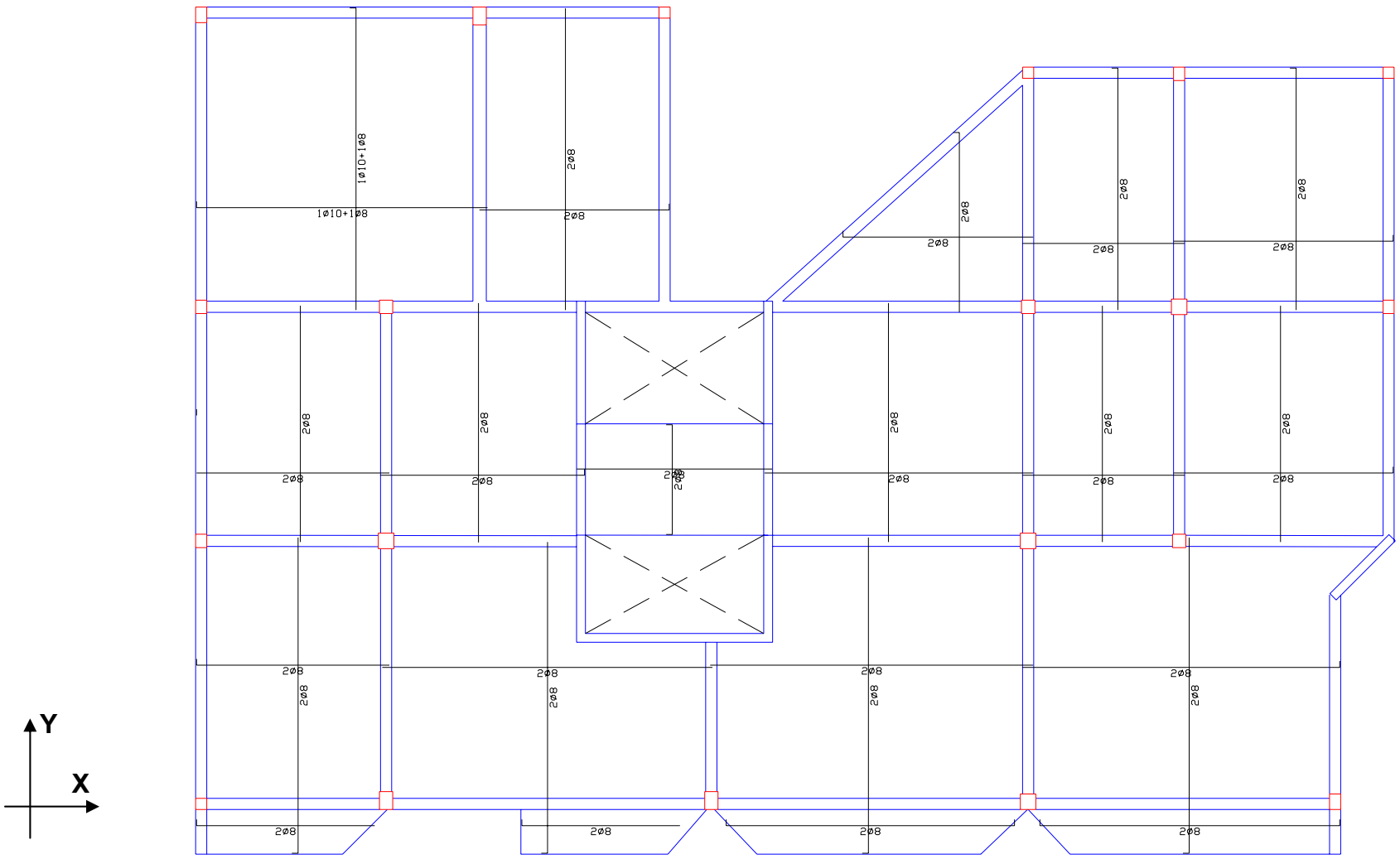


Figura 46 Armado Positivo de losa con vigas: séptimo piso

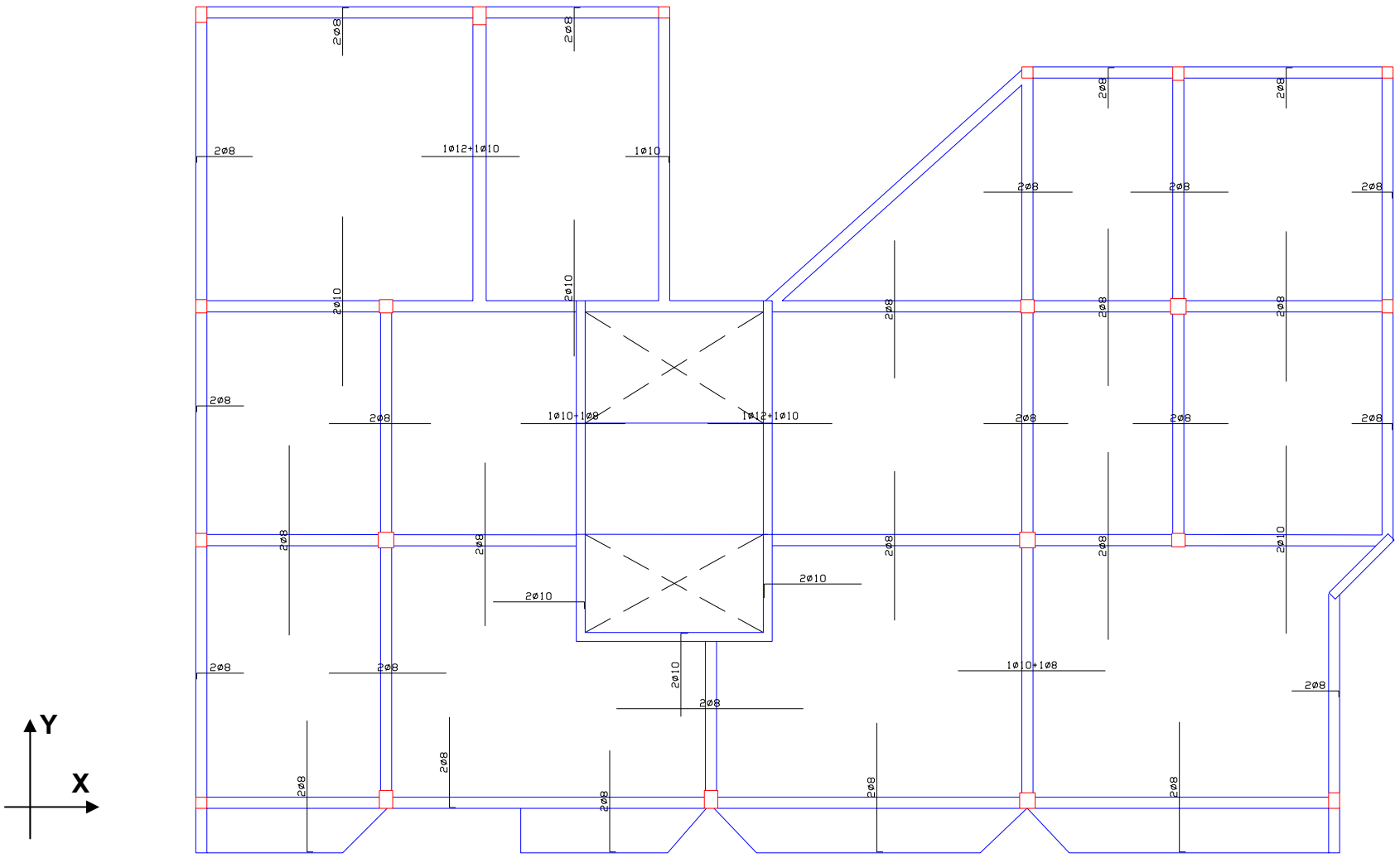


Figura 47 Armado Negativo de losa con vigas: séptimo piso

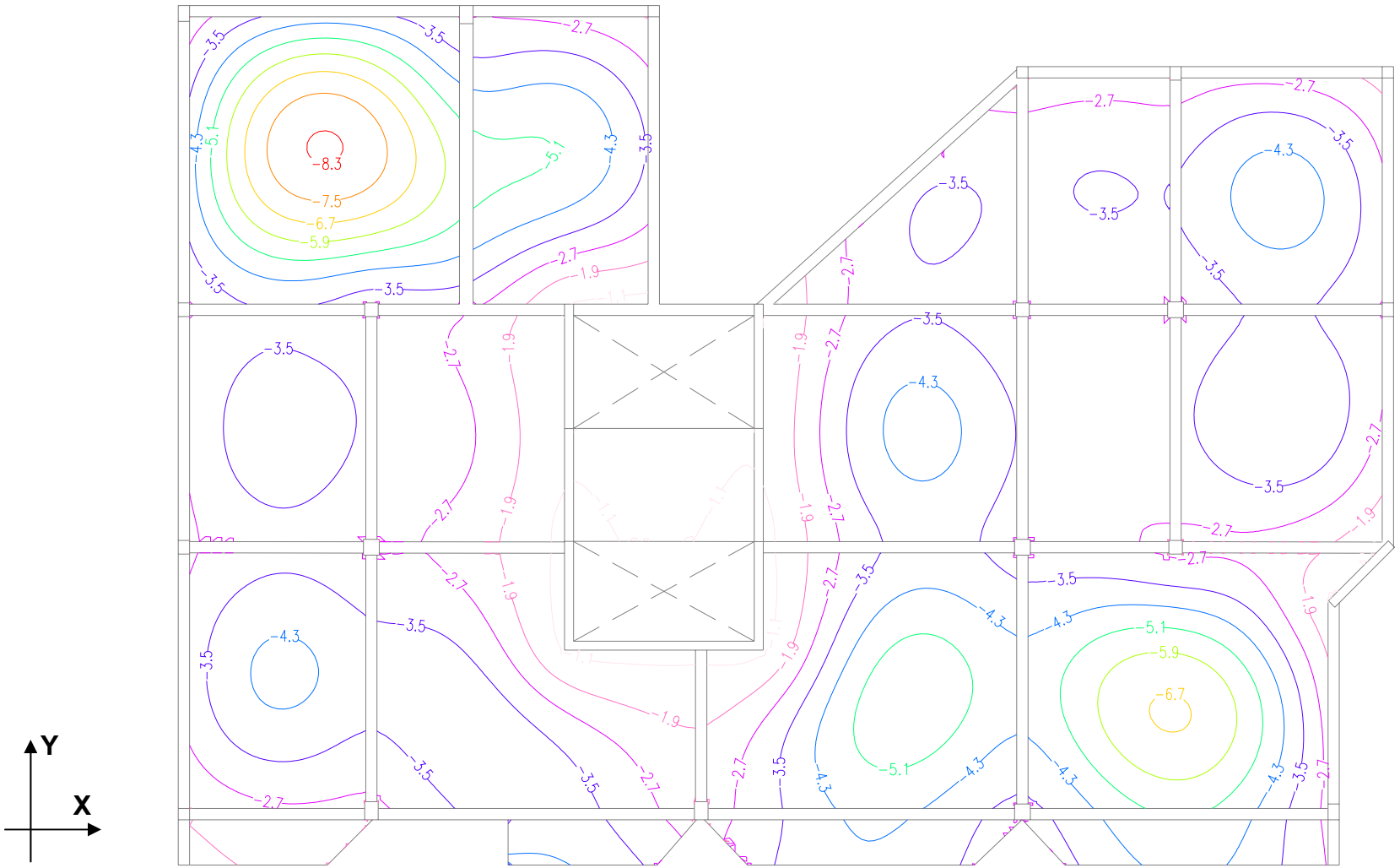


Figura 48 *Desplazamientos verticales losa con vigas: séptimo piso*

UNIDADES: mm

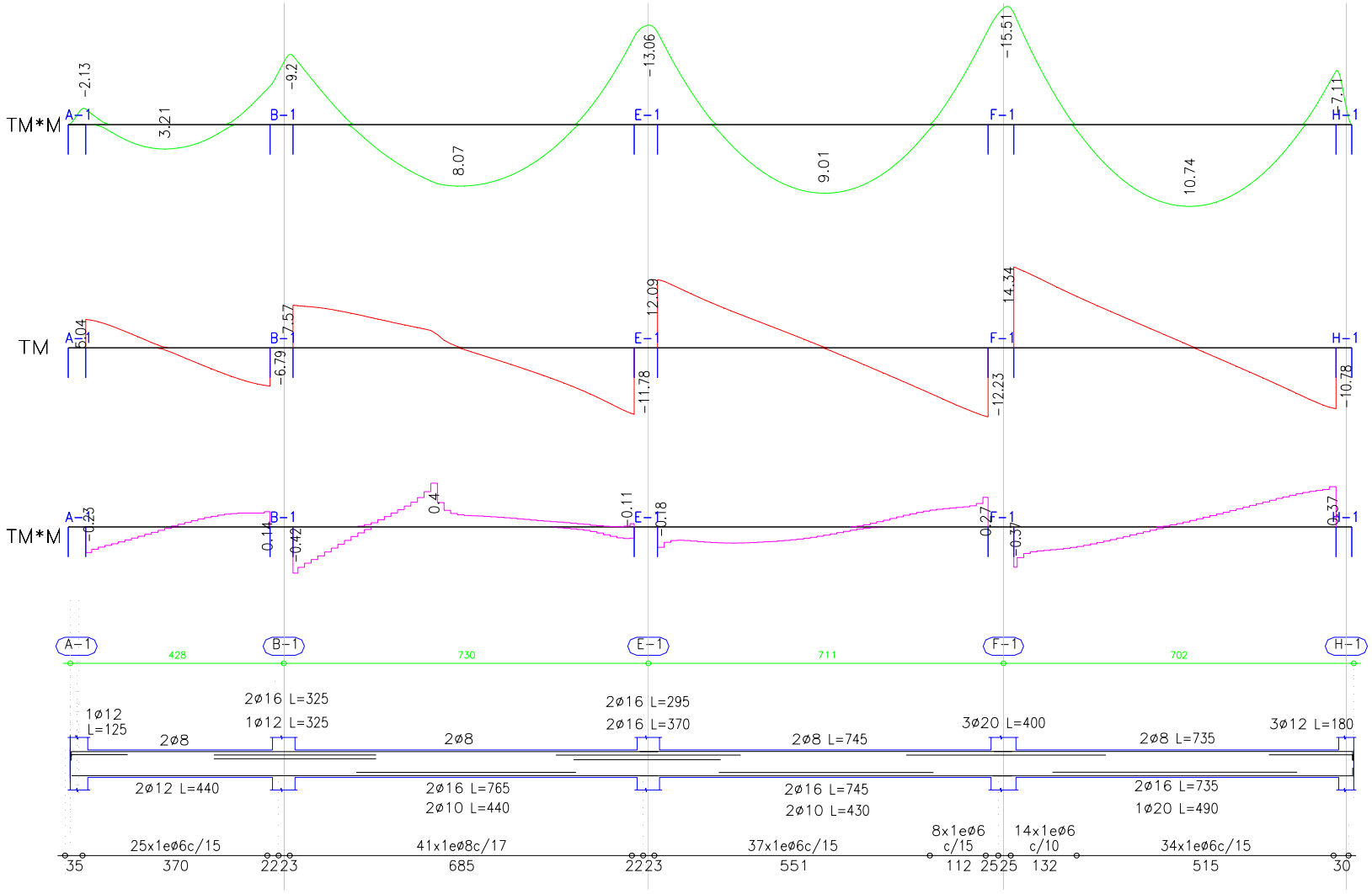
4.4.3 Vigas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Para el diseño de las vigas se utilizó envolventes obtenidas de cargar de forma alternada los tramos de un pórtico.

Con los diagramas de envolvente de momento, corte y torsor, se diseñaron las vigas también en estado límite último.

Un ejemplo del cálculo efectuado se da a continuación con la viga 1 de la primer piso, mostrando en los planos los armados resultantes para todas las demás vigas

La sección de la viga es $25 \times 55 cm$.


TM*M
A-1
B-1
E-1
F-1
H-1
-2.13
3.21
-9.2
8.07
-13.06
9.01
-15.51
10.74
7.11
TM
5.04
7.57
-6.79
12.09
-11.78
14.34
-12.23
-10.78
TM*M
-0.23
0.14
-0.42
0.4
-0.11
-0.18
0.27
-0.37
0.37
428
730
711
702
1ø12 L=125
2ø8
2ø16 L=325
1ø12 L=325
2ø8
2ø16 L=295
2ø16 L=370
2ø8 L=745
3ø20 L=400
2ø8 L=735
3ø12 L=180
2ø12 L=440
2ø16 L=765
2ø10 L=440
2ø16 L=745
2ø10 L=430
2ø16 L=735
1ø20 L=490
25x1eø6c/15
41x1eø8c/17
37x1eø6c/15
8x1eø6 c/15
14x1eø6 c/10
34x1eø6c/15
35
370
2223
685
2223
551
112
2525
132
515
30

4.4.4 Columnas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Se obtuvieron los resultados finales que se presentan en tablas a continuación.

Para la correcta interpretación de datos se describe a continuación una pequeña explicación de las tablas.

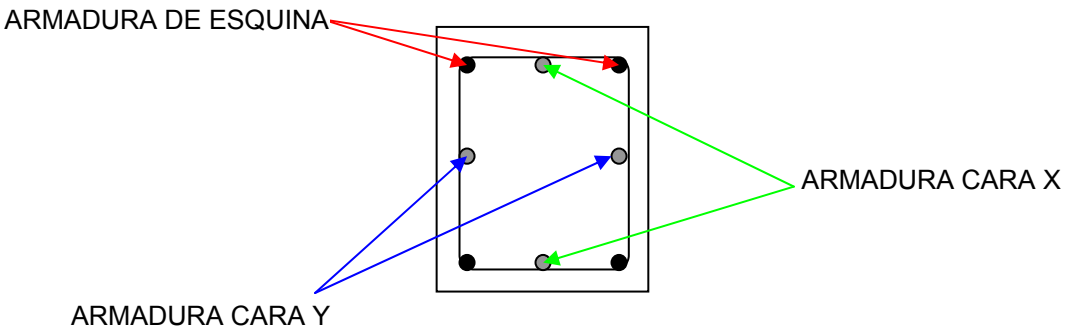
PISO	DIMENSIÓN $[m]$	ALTURA DE CÁLCULO h	ESFUERZOS			ARMADURAS			ESTRIBOS	$\frac{A_S}{A_C}\%$
			N	Mx	My	$Esquinas$	$Cara\ x$	$Cara\ y$		

Donde,

h → *Altura del tramo de columna sin arrostramiento en (m)*

ESFUERZOS, *Esfuerzos pésimos, correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones.* Incluye la amplificación de esfuerzos debidos a los efectos de segundo orden y excentricidad adicional por pandeo, en $(Tn),(Tn{\cdot}m),(Tn{\cdot}m)$

ARMADURAS, *Se describe a continuación*

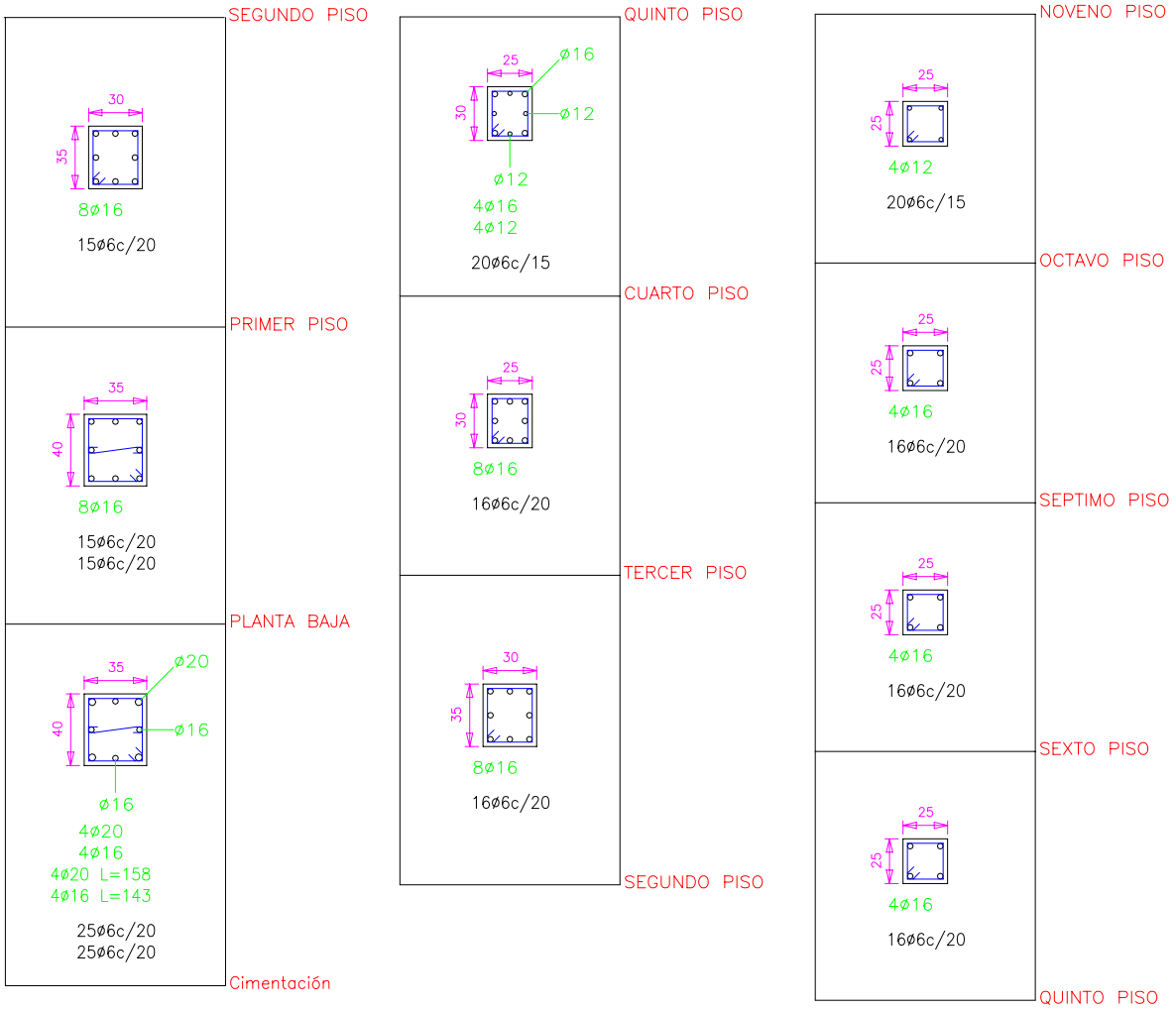


ESTRIBOS → *Se indica solamente el estribo perimetral dispuesto .La separación está indicada en centímetros (cm)*

$\frac{A_S}{A_C}\%$ → *Cuantía geométrica*

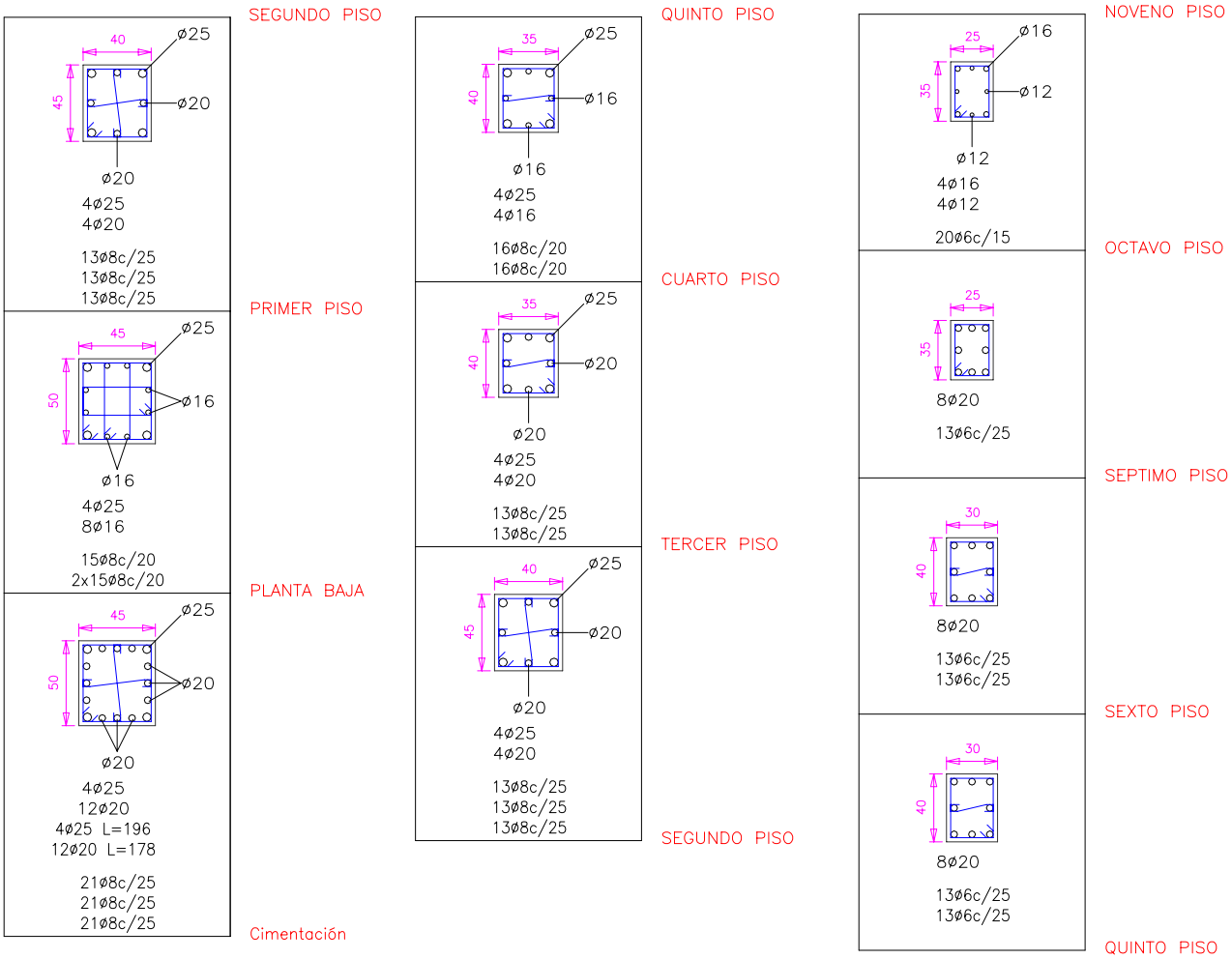
4.4.4.1 Columnas TIPO 1: A-1, F-4, I-4, D-5

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.25	2.80	8.66	0.38	1.80	4Ø12	Ø6c/15	0.72
9	0.25x0.25	2.80	22.95	0.59	3.39	4Ø16	Ø6c/20	1.29
8	0.25x0.25	2.80	37.68	0.71	3.27	4Ø16	Ø6c/20	1.29
7	0.25x0.25	2.80	52.65	0.91	3.18	4Ø16	Ø6c/20	1.29
6	0.25x0.30	2.80	68.70	1.18	4.79	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
5	0.25x0.30	2.80	83.98	1.52	4.70	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.14
4	0.30x0.35	2.80	84.37	1.53	4.33	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.53
3	0.30x0.35	2.80	118.87	2.36	5.52	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.53
2	0.35x0.40	2.80	119.22	2.46	4.86	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.15
1	0.35x0.40	4.80	156.48	7.35	5.81	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.47



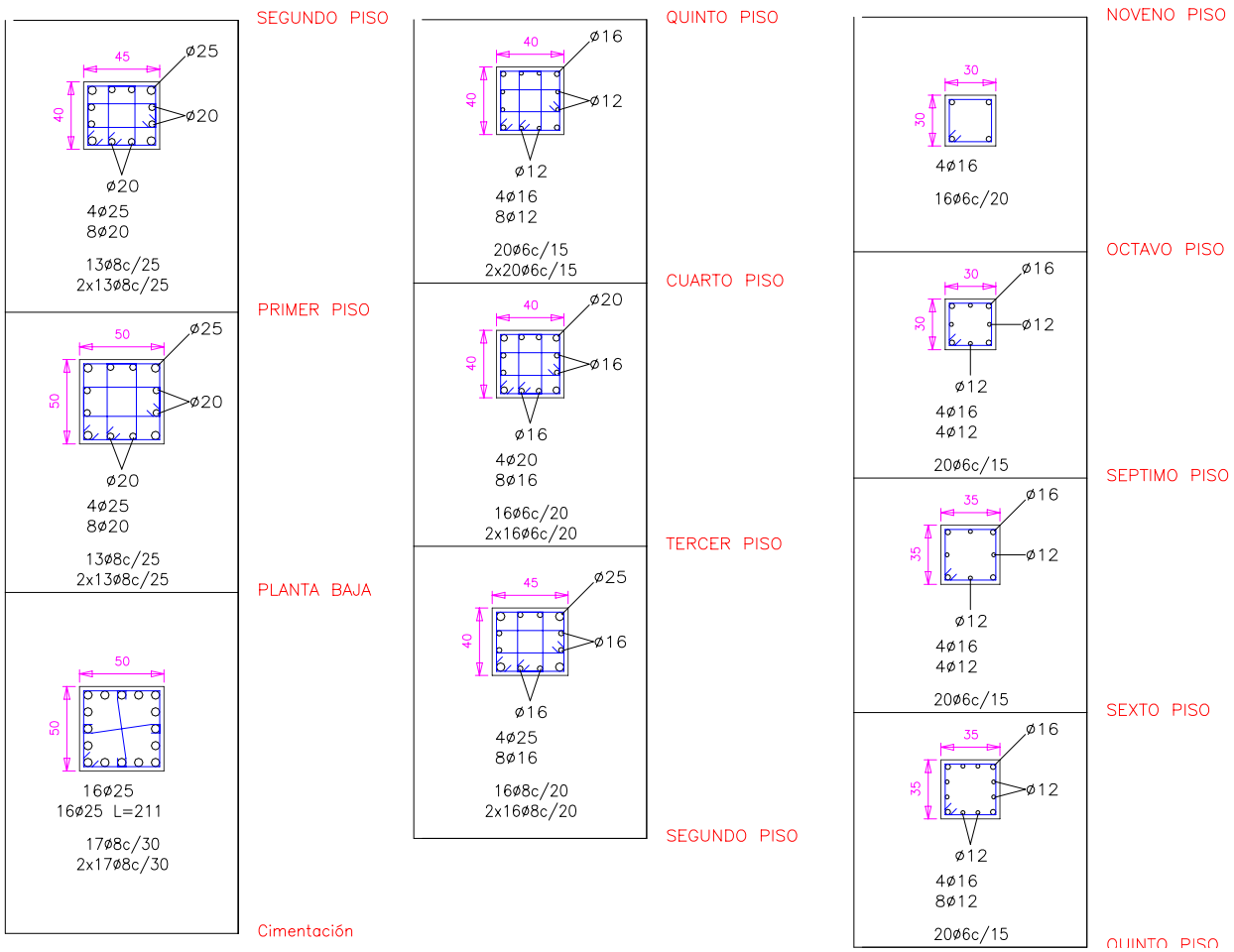
4.4.4.2 Columnas TIPO 2: B-1, C-5, E-1

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.35	2.80	18.96	1.76	7.18	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.44
9	0.25x0.35	2.80	50.28	3.06	10.59	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	2.87
8	0.30x0.40	2.80	82.76	4.70	11.06	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	2.09
7	0.30x0.40	2.80	115.37	4.63	9.58	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	2.09
6	0.35x0.40	2.80	148.34	5.55	11.76	4Ø25+ 2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	1.98
5	0.35x0.40	2.80	180.40	5.65	10.48	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	2.30
4	0.40x0.45	2.80	182.00	5.59	8.83	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.79
3	0.40x0.45	2.80	246.55	3.84	11.57	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.79
2	0.45x0.50	2.80	284.80	4.14	17.04	4Ø25+ 4Ø16+4Ø16	Ø8c/20	1.59
1	0.45x0.50	4.95	321.54	14.32	15.01	4Ø25+ 6Ø20+6Ø20	Ø8c/25	2.55



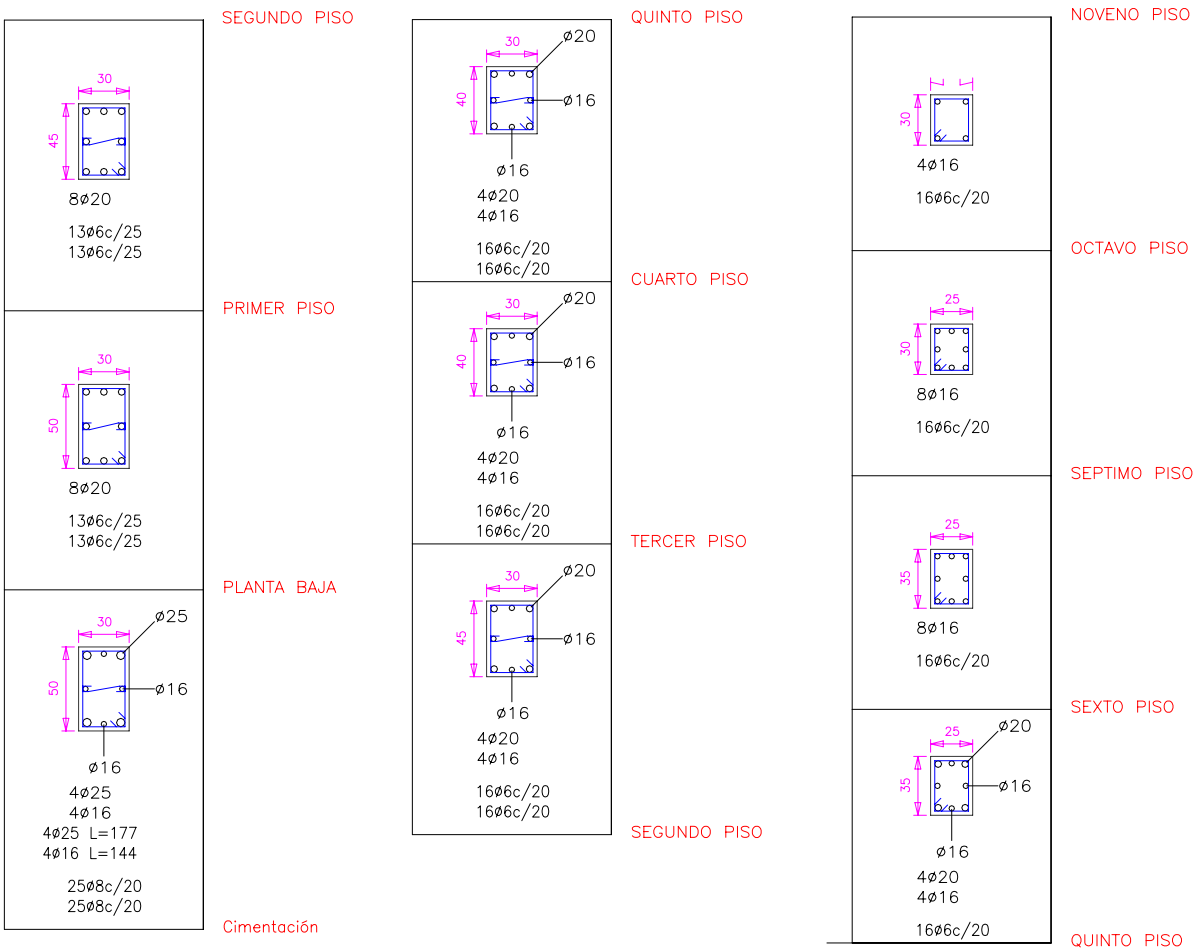
4.4.4.3 Columnas TIPO 3: F-1, F-2

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.30x0.30	2.80	23.93	1.22	3.55	4Ø16	Ø6c/20	0.89
9	0.30x0.30	2.80	63.37	2.06	5.86	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.40
8	0.35x0.35	2.80	64.06	1.94	5.13	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.03
7	0.35x0.35	2.80	144.67	2.65	6.20	4Ø16+ 4Ø12+4Ø12	Ø6c/15	1.40
6	0.40x0.40	2.80	145.56	2.66	5.53	4Ø16+ 4Ø12+4Ø12	Ø6c/15	1.07
5	0.40x0.40	2.80	228.64	1.46	6.30	4Ø20+ 4Ø16+4Ø16	Ø6c/20	1.79
4	0.45x0.40	2.80	272.26	1.41	7.42	4Ø25+ 4Ø16+4Ø16	Ø8c/20	1.98
3	0.45x0.40	2.80	313.93	0.66	6.28	4Ø25+ 4Ø20+4Ø20	Ø8c/25	2.49
2	0.50x0.50	2.80	313.93	0.66	6.28	4Ø25+ 4Ø20+4Ø20	Ø8c/25	1.79
1	0.50x0.50	5.03	403.14	13.04	22.30	4Ø25+ 6Ø25+6Ø25	Ø8c/30	3.14



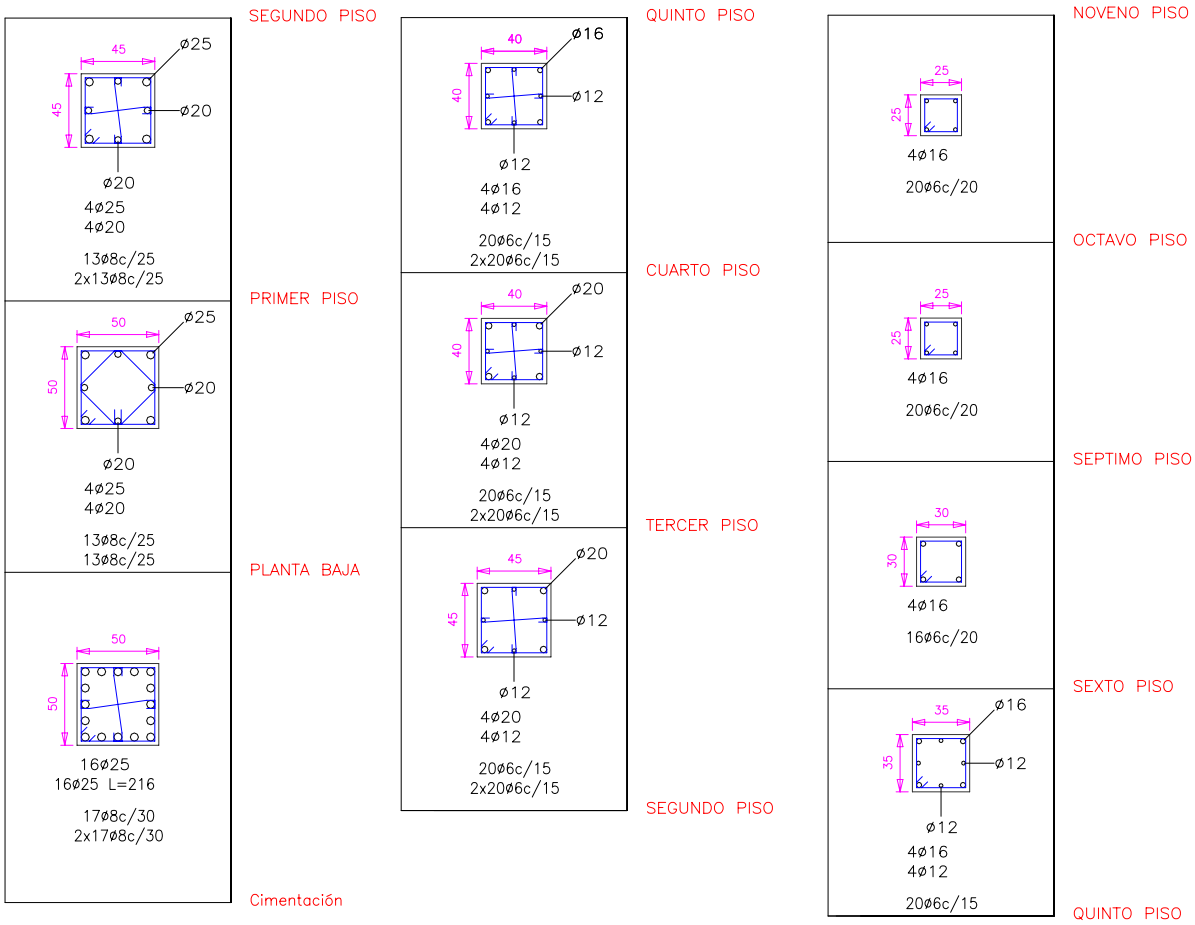
4.4.4.4 Columnas TIPO 4: H-1, A-5

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.30	2.80	8.82	3.29	0.51	4Ø16	Ø6c/20	1.07
9	0.25x0.30	2.80	24.07	5.51	0.82	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.14
8	0.25x0.35	2.80	40.07	5.53	1.41	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
7	0.25x0.35	2.80	56.12	5.43	1.41	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.36
6	0.30x0.40	2.80	56.12	5.43	1.41	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.72
5	0.30x0.40	2.80	93.12	6.19	0.86	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.72
4	0.30x0.45	2.80	93.12	6.19	0.86	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.53
3	0.30x0.45	2.80	129.82	7.21	1.28	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.86
2	0.30x0.50	2.80	149.01	9.23	1.21	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.68
1	0.30x0.50	4.80	168.95	8.75	5.18	4Ø25+ 2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	1.85



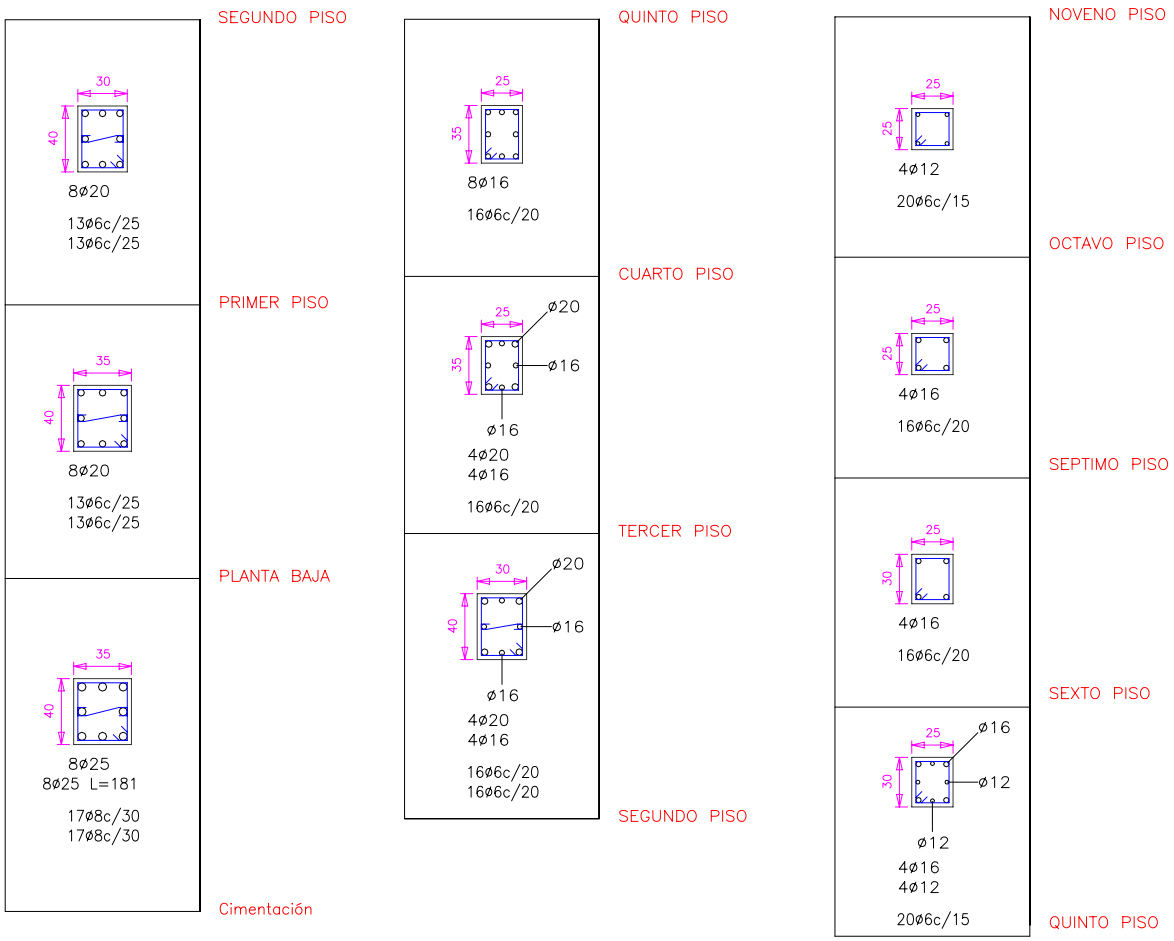
4.4.4.5 Columnas TIPO 5: B-2, G-2, B-3, F-3, G-3

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.25	2.80	21.13	0.93	0.31	4Ø16	Ø6c/20	0.89
9	0.25x0.25	2.80	59.92	1.99	1.00	4Ø16	Ø6c/20	0.89
8	0.30x0.30	2.80	97.55	3.39	1.65	4Ø16	Ø6c/20	0.66
7	0.35x0.35	2.80	135.96	4.14	1.75	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.66
6	0.40x0.40	2.80	135.96	4.14	1.75	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.79
5	0.40x0.40	2.80	216.73	0.28	4.33	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.01
4	0.45x0.45	2.80	216.73	0.28	4.33	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.79
3	0.45x0.45	2.80	297.36	0.32	6.69	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.24
2	0.50x0.50	2.80	297.36	0.32	6.69	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.01
1	0.50x0.50	5.00	381.58	20.92	11.70	4Ø25+ 6Ø25+6Ø25	Ø8c/30	2.29



4.4.4.6 Columnas TIPO 6: A-2, A-3, G-4, I-3

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.25	2.80	13.77	1.59	0.63	4Ø12	Ø6c/15	0.72
9	0.25x0.25	2.80	34.24	2.87	1.23	4Ø16	Ø6c/20	1.29
8	0.25x0.30	2.80	54.88	3.09	1.90	4Ø16	Ø6c/20	1.07
7	0.25x0.30	2.80	75.74	3.14	2.14	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
6	0.25x0.35	2.80	96.28	3.80	2.67	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
5	0.25x0.35	2.80	116.74	3.87	2.80	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.36
4	0.30x0.40	2.80	116.74	3.87	2.80	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.72
3	0.30x0.40	2.80	159.74	5.56	1.85	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	2.09
2	0.35x0.40	2.80	159.74	5.56	1.85	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.80
1	0.35x0.40	4.85	203.92	9.70	5.99	4Ø25+ 2Ø25+2Ø25	Ø8c/30	2.81



4.4.5 Muros Pantalla de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Tabla 23 *Armado de MURO MD*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.2m	Ø12c/12 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 24 *Armado de MURO ME*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.25 m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/15 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 25 *Armado de MURO MF*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.2m	Ø12c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø10c/15 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

4.4.5.1 Muros de Ascensor

Tabla 26 *Armado MURO ASCENSOR*

SECTOR	ESP.	MURO 1		MURO 2		MURO 3	
		ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR
Planta 1	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/15 cm
Planta 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/15 cm

FUENTE: Elaboración Propia

4.4.6 Zapatas de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Se diseñaron las zapatas con los esfuerzos calculados por el programa. Todas las zapatas son aisladas de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-98)) y para la presentación de los resultados se interpretarán tomando en cuenta la siguiente gráfica:

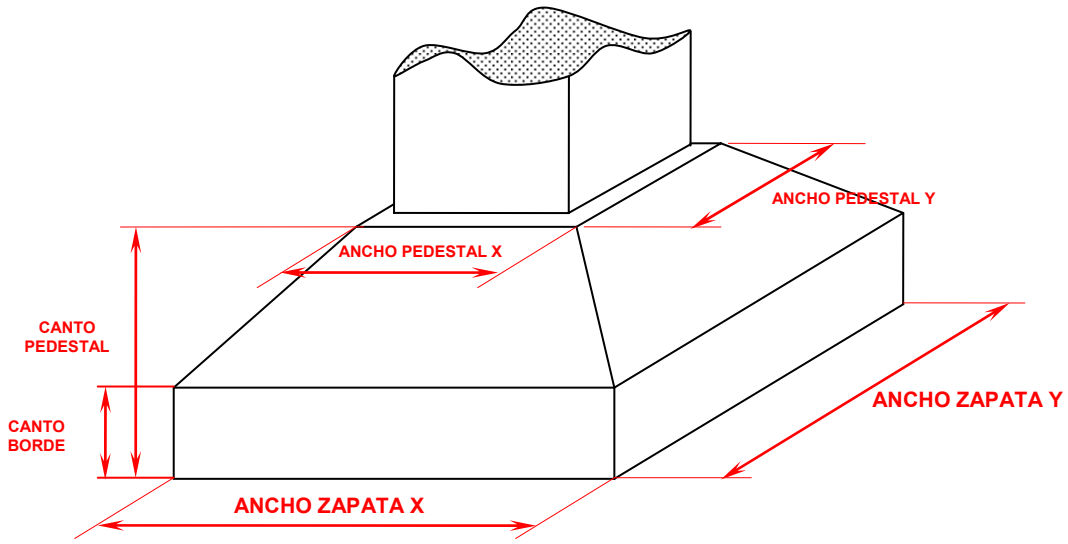


Tabla 27 *Dimensiones y armado de zapatas*

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO I A-3, A-2, F-4, G-4, I-3	Ancho zapata X: 265.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm Ancho columna X: 35.0 cm Ancho columna Y: 40.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 16Ø20 c/ 20 Y: 12Ø20 c/ 25
TIPO II B-1, E-1	Ancho zapata X: 345.0 cm Ancho zapata Y: 355.0 cm Ancho columna X: 45.0 cm Ancho columna Y: 50.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 85.0 cm	X: 16Ø20 c/ 23 Y: 17Ø20 c/ 21
TIPO III A-1, D-5, I-4	Ancho zapata X: 210.0 cm Ancho zapata Y: 240.0 cm Ancho columna X: 35.0 cm Ancho columna Y: 40.0 cm Canto borde: 35.0 cm Canto pedestal: 55.0 cm	X: 17Ø12 c/ 15 Y: 11Ø16 c/ 20

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO IV H-1, A-5	Ancho zapata X: 250.0 cm Ancho zapata Y: 270.0 cm Ancho columna X: 30.0 cm Ancho columna Y: 50.0 cm Canto borde: 35.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 16Ø16 c/ 18 Y: 15Ø16 c/ 18
TIPO V F-1, B-3	Ancho zapata X: 400.0 cm Ancho zapata Y: 400.0 cm Ancho columna X: 50.0 cm Ancho columna Y: 50.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 90.0 cm	X: 23Ø20 c/ 18 Y: 23Ø20 c/ 18
TIPO VI A-2, G-3	Ancho zapata X: 265.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm Ancho columna X: 35.0 cm Ancho columna Y: 40.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 16Ø20 c/ 20 Y: 12Ø20 c/ 25
TIPO VIII (F-2-G-2)	Ancho zapata X: 725.0 cm Ancho zapata Y: 385.0 cm Ancho pedestal X: 415.0 cm Ancho pedestal Y: 75.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 95.0 cm	X: 25Ø20 c/ 16 Y: 37Ø20 c/ 20
TIPO IX (F-3-G-3)	Ancho zapata X: 725.0 cm Ancho zapata Y: 385.0 cm Ancho pedestal X: 415.0 cm Ancho pedestal Y: 75.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 90.0 cm	X: 16Ø25 c/ 26 Y: 61Ø16 c/ 12
(M1-m2-m3)	Ancho zapata X: 645.0 cm Ancho zapata Y: 850.0 cm Ancho pedestal X: 261.6 cm Ancho pedestal Y: 490.0 cm Canto borde: 60.0 cm Canto pedestal: 140.0 cm	Sup X: 54Ø20 c/ 16 Sup Y: 26Ø25 c/ 26 Inf X: 54Ø20 c/ 16 Inf Y: 26Ø25 c/ 26
MF	Ancho zapata X: 380.0 cm Ancho zapata Y: 290.0 cm Ancho pedestal X: 207.4 cm Ancho pedestal Y: 40.0 cm Canto borde: 35.0 cm Canto pedestal: 75.0 cm	X: 12Ø20 c/ 26 Y: 14Ø20 c/ 29
ME	Ancho zapata X: 510.0 cm Ancho zapata Y: 345.0 cm Ancho pedestal X: 295.2 cm Ancho pedestal Y: 45.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 85.0 cm	X: 19Ø20 c/ 19 Y: 23Ø20 c/ 23

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
MD	Ancho zapata X: 510.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm Ancho pedestal X: 310.0 cm Ancho pedestal Y: 40.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	Sup X: 31Ø12 c/ 11 Sup Y: 20Ø20 c/ 27 Inf X: 20Ø20 c/ 18 Inf Y: 34Ø16 c/ 15

FUENTE: Elaboración Propia

Los detalles de armado se encuentran descritos en el plano anexo de cimentación.

4.4.7 Deformada de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Considerando la hipótesis que incluye acciones verticales y acciones horizontales, en la tabla 28 se muestran las deformaciones máximas del edificio:

Tabla 28 *Desplazamientos en x y y de la estructura global*

PLANTA	COTA	DESP, X *[mm]*	DESP, Y *[mm]*
NOVENO PISO	27,78	4,9047	3,6087
OCTAVO PISO	24,98	4,3979	3,0832
SÉPTIMO PISO	22,18	3,9200	2,6025
SEXTO PISO	19,38	3,4740	2,1693
QUINTO PISO	16,58	3,0242	1,7619
CUARTO PISO	13,78	2,5774	1,4721
TERCER PISO	10,98	2,1092	1,1873
SEGUNDO PISO	8,17	1,6637	0,9330
PRIMER PISO	5,38	1,1951	0,6736
PLANTA BAJA	2,57	0,7516	0,4343
Cimentación	-2	0	0

FUENTE: Elaboración Propia

4.4.8 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 400 Kg/m^2

En este punto se muestran las cantidades de obra basada en los resultados obtenidos para la estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 400 Kg/m^2.

Los resultados son referidos a las plantas del edificio incluidos lo elementos de cimentación, los cuales se presentan en una tabla aparte.

Los resultados obtenidos se resumen a continuación en las tablas 29 y 30.

Tabla 29 *Resumen cuantías de obra. Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 2*

ELEMENTO	SUPERFICIE [m^2]	VOLUMEN [m^3]	BARRAS [Kg.]
Losas aligeradas	3787.00	522.61	27946
Vigas	495.92	282.19	18360
Encofrado lateral[9]	1579.44		
Muros	994.82	100.19	6113
Pilares (Sup. Encofrado)	691.40	64.32	14204
TOTAL	7548.58	969.31	66623

* Nº de bloques de reticular 40×40×20 = 27395 Unidades

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 30 *Resumen cuantías de obra. en cimentaciones Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 2*

ELEMENTO	UNIDAD	TOTAL
Acero S-400	*Kg.*	13455.52
Hormigón C20/25	m^3	260.48
Hormigón de limpieza (h=5cm)	m^3	17.32

FUENTE: Elaboración Propia

Basados en estos datos, los las cantidades de obra por ÍTEMS se muestran a continuación en la tabla 31:

[9] Se refiere a la superficie a encofrar para vigas en todas sus caras vistas y la superficie lateral vista de las losas.

Tabla 31 *Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 2*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	692,80
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	17,32
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	260,48
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,19
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	64,32
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	282,20
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.087,00
8	ÁBACOS	m^3	0,00

FUENTE: Elaboración Propia

5 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON LOSAS DIRECTAMENTE APOYADAS SOBRE COLUMNAS, CON DIFERENTES SOLICITACIONES DE CARGA EMPLEANDO UN SOFTWARE ESPECIALIZADO

5.1 Generalidades

5.1.1 Descripción de la obra

El edificio con losas apoyadas sobre columnas abarca una superficie construida de 4522,91 m^2.

El edificio de análisis y diseño esta constituida por 10 plantas, a las cuales se les da un uso común; en el primer caso como edificio de departamentos y en el segundo caso como un edificio público, por lo cual las sobrecargas de uso son diferentes en ambos casos.

La estructura está modelizada para la ciudad de La Paz, en la zona de Miraflores, en una región aislada y con edificios adyacentes.

5.1.2 Concepción estructural

La estructura destinada al edificio con losas apoyadas sobre columnas está constituida en los entrepisos por losas aligeradas, armadas en dos direcciones, ábacos macizados sobre cada soporte, cuadrados o rectangulares dependiendo la sección de la columna. El nivel de fundación es de 2 mts por debajo del piso de la primer piso y se diseñaran zapatas de HºAº con una fatiga de suelo de $2.00 \frac{Kg}{cm^2}$.

Se conciben muros de corte en la caja de ascensores y también otros tres en posiciones que contribuyen a la rigidez del edificio.

Al estar la estructura ubicada en una zona de bajo riesgo sísmico como es la ciudad de La Paz, podrá elegirse como solución estructural las losas

apoyadas sobre columnas y por ende no se efectuará un análisis dinámico de la estructura.

5.1.3 Normas consideradas

Los cálculos y procedimientos utilizados en el diseño de esta obra están basados en el EUROCÓDIGO.

5.1.4 Datos geométricos de grupos y plantas

Las estructuras fueron concebidas con las siguientes características geométricas mostradas en la tabla 32.

Tabla 32 *Datos geométricos Estructura de entrepiso SIN VIGAS (Caso 1)*

GRUPO	NOMBRE DEL GRUPO	PLANTA	ALTURA	COTA
10	*NOVENO PISO*	10	2.80	28.00
9	*OCTAVO PISO*	9	2.80	25.20
8	*SÉPTIMO PISO*	8	2.80	22.40
7	*SEXTO PISO*	7	2.80	19.60
6	*QUINTO PISO*	6	2.80	16.80
5	*CUARTO PISO*	5	2.80	14.00
4	*TERCER PISO*	4	2.80	11.20
3	*SEGUNDO PISO*	3	2.80	8.40
2	*PRIMER PISO*	2	2.80	5.60
1	*PLANTA BAJA*	1	4.80	2.80
0	*Cimentación*			-2.00

FUENTE: Elaboración Propia

5.1.5 Materiales a utilizar

El hormigón a utilizar para el diseño tendrá las siguientes características

- Tipo de hormigón: C20/25
- Resistencia característica: 204 Kp/cm^2
- Coeficiente de minoración de resistencia del concreto: 1.5

El acero en barras a utilizar para el diseño tendrá las siguientes características

- Tipo de acero: S-400
- Resistencia característica: 4077 Kp/cm^2
- Coeficiente de minoración de resistencia del acero: 1.15

5.1.6 Análisis de cargas

- PESO PROPIO

Peso losa (e=25cm)	$293\frac{Kg}{m^2}$
Peso ábacos	$100\frac{Kg}{m^2}$
Peso columnas	$60\frac{Kg}{m^2}$
	$453\frac{Kg}{m^2}$

- OTROS APORTES

Piso y Contrapiso	$100\frac{Kg}{m^2}$
Tabiqueria	$120\frac{Kg}{m^2}$
	$220\frac{Kg}{m^2}$

NOTA.- El peso propio de los elementos estructurales será calculado por el programa, es por eso que no se tomará en cuenta este efecto y solo será incluido en el predimensionamiento.

5.1.7 Sobrecargas consideradas

Planta común (CASO I)	$200\frac{Kg}{m^2}$
Planta común (CASO II)	$400\frac{Kg}{m^2}$
Cubierta	$100\frac{Kg}{m^2}$
Escaleras	$350\frac{Kg}{m^2}$

- ANÁLISIS DE VIENTO (N. GENÉRICA)

  La curva de presiones seleccionada para el análisis tiene los siguientes factores:

Factor de Forma:	X: 1.00	Y: 1.00
Factor de Ráfaga:	X: 1.00	Y: 1.00

  Considerando los siguientes anchos de banda para el cálculo mostrados en la tabla 33.

Tabla 33 *Anchos de banda*

PLANTAS	ANCHO DE BANDA Y	ANCHO DE BANDA X
En todas las plantas	18.88	26.78

FUENTE: Elaboración Propia

Con estos datos se estiman las cargas horizontales de viento por planta mostrados en la tabla 34.

Tabla 34 *Cargas horizontales de viento*

PLANTA	VIENTO X *Tn*	VIENTO Y *Tn*
NOVENO PISO	2.950	4.184
OCTAVO PISO	5.722	8.116
SÉPTIMO PISO	5.544	7.864
SEXTO PISO	5.341	7.576
QUINTO PISO	4.986	7.072
CUARTO PISO	4.673	6.629
TERCER PISO	4.436	6.293
SEGUNDO PISO	4.200	5.957
PRIMER PISO	3.963	5.621
PLANTA BAJA	5.057	7.172

FUENTE: Elaboración Propia

5.1.8 Combinación de cargas

La combinación de cargas a utilizar será:

$$Qu = 1.35g + 1.50(q + 0.6w)$$

Donde:

g → carga muerta

q → carga viva

w → carga de viento

5.2 Memoria de cálculo primer caso: sobrecarga $200\frac{Kg}{m^2}$

5.2.1 Acciones consideradas para la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Las acciones consideradas para el cálculo de la estructura con entrepisos sin vigas para el primer caso son:

5.2.1.1 Acciones Gravitatorias

Tabla 35 *Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso sin vigas (CASO 1)*

NOMBRE DEL GRUPO	SOBRECARGA DE USO	CARGAS MUERTAS
NOVENO PISO	0.10 Tn/m^2	0.10 Tn/m^2
OCTAVO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SÉPTIMO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEXTO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
QUINTO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
CUARTO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
TERCER PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEGUNDO PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PRIMER PISO	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PLANTA BAJA	0.20 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2

FUENTE: Datos de obra CYPECAD

5.2.1.2 Acciones de Viento

Los coeficientes de carga considerados en la dirección correspondiente son los siguientes:

+X: 1.00 **-X:** 1.00

+Y: 1.00 **-Y:** 1.00

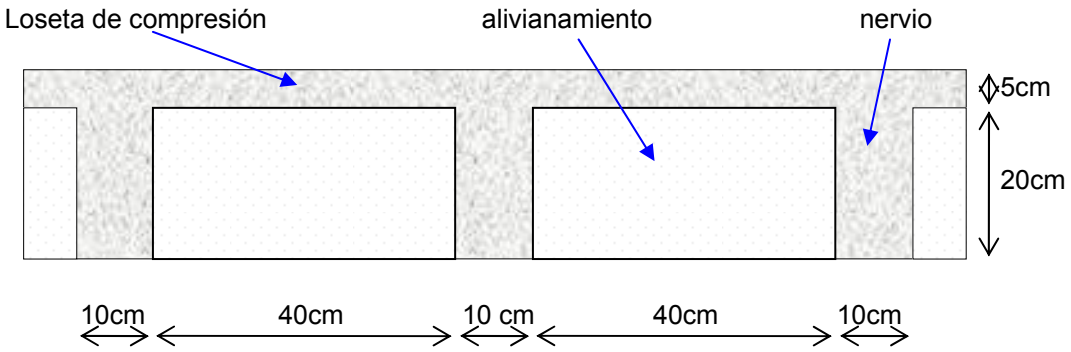
Se considera los valores de la curva de presión dinámica del viento, así

como se describió en el punto 4.1.7.1

5.2.2 Losas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

En el diseño de las losas de entrepiso, que son los elementos más significativos de la comparación, se tomaron dos losas tipo: la losa de primer piso y la losa de séptimo piso, para que se pueda diferenciar los efectos que el viento produce en la estructura.

La losa tendrá la siguiente configuración de aligeramiento en ambos sentidos:



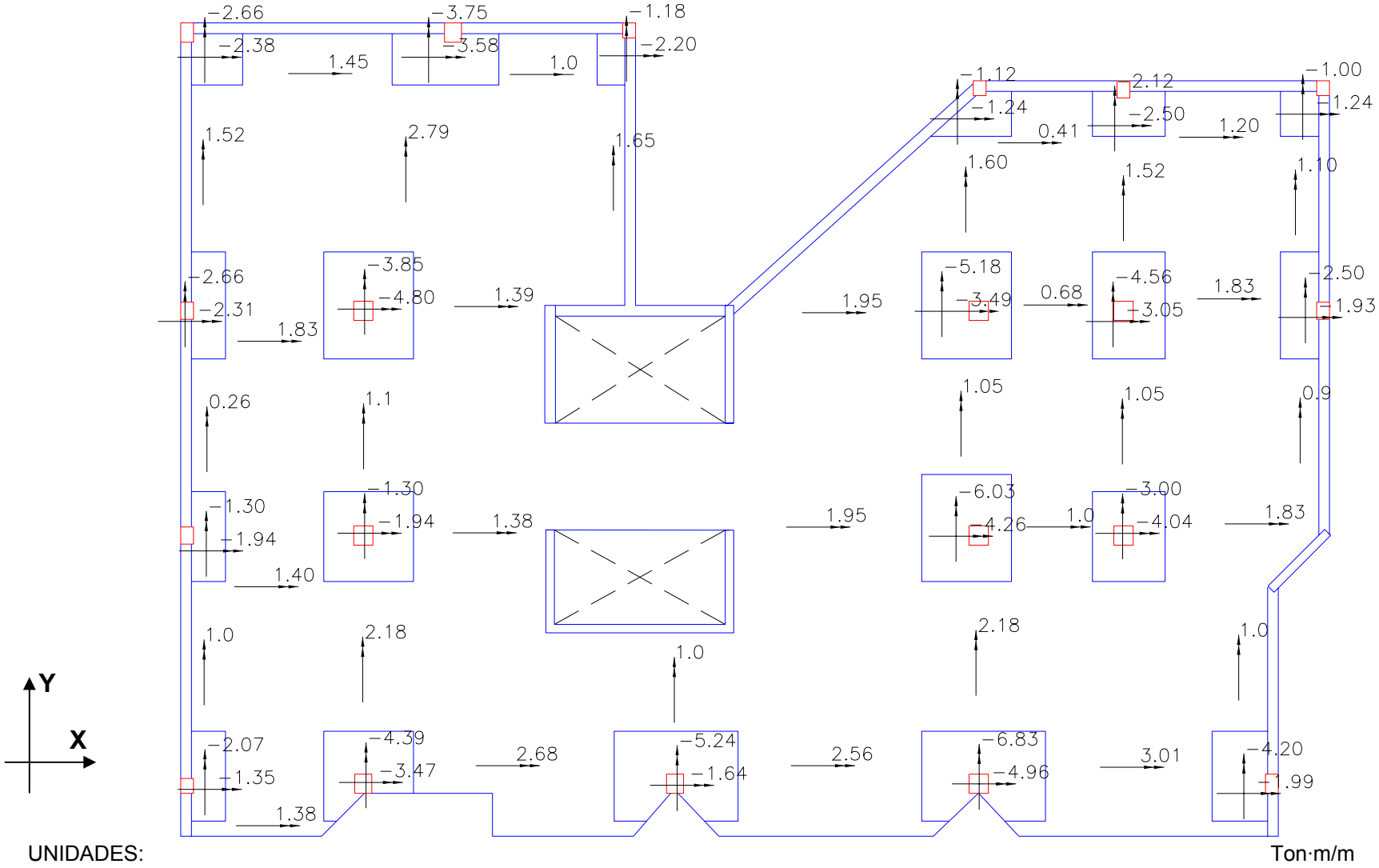
Se muestra a continuación los momentos obtenidos con ayuda del programa y el armado de estas. Las unidades son Ton·m por metro lineal.

Las comprobaciones se realizaron en el estado límite último con las ecuaciones de parábola rectángulo las cuales se encuentran en los anexos.

Por último se muestra un gráfico de isolíneas que detallan las deformaciones en mm.

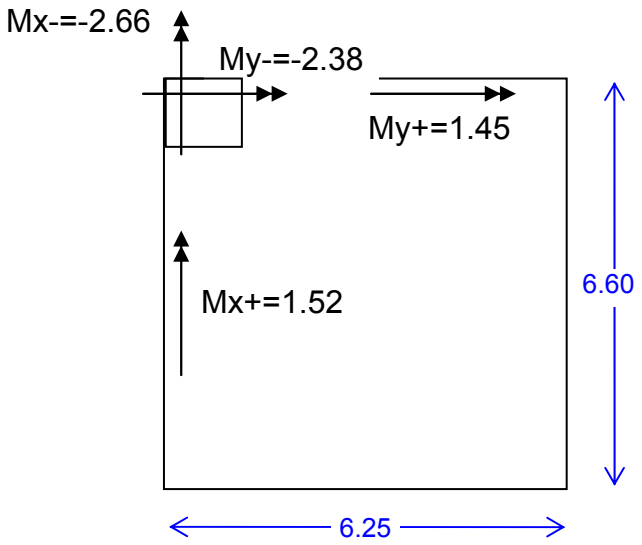
5.2.2.1 Losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

Figura 49 *Momentos de dimensionamiento: losa sin vigas primer piso*



UNIDADES: Ton·m/m

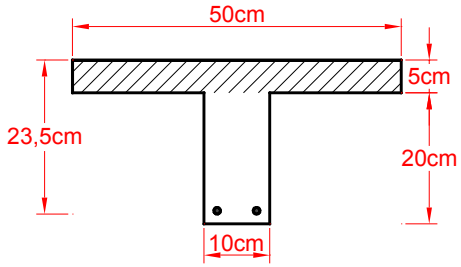
Determinados los momentos de diseño en toneladas por metro y se procede a calcular el área de acero necesaria. Se toma como ejemplo de cálculo el panel A-C 3-5.



UNIDADES: Ton·m

- ARMADURA PARA M_x^+

  Se considera una sección Ton de las siguientes características:



$$M_d = 1.52Tm$$

$$\underline{M_d = 152.000Kgcm}$$

$$M_0 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f\right)$$

$$M_0 = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 5cm \cdot \left(23,5cm - 0,5 \cdot 5cm\right)$$

$$\underline{M_0 = 606.900Kgcm}$$

$$M_m = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[0,295 \cdot b_w \cdot d^2 + \left(b - b_w\right) \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f\right) \right]$$

$$M_m = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot \left[0,295 \cdot 10cm \cdot \left(23,5cm\right)^2 + \left(50cm - 10cm\right) \cdot 5cm \cdot \left(23,5cm - 0,5 \cdot 5cm\right) \right]$$

$$\underline{M_m = 673.848,30Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 23,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 152000Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot \left(23,5cm\right)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 0.92cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 0.92cm^2 : 2\phi 8$

- ARMADURA PARA M_y^+

$$M_d = 1,45Tm$$

$$\underline{M_d = 145.000Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

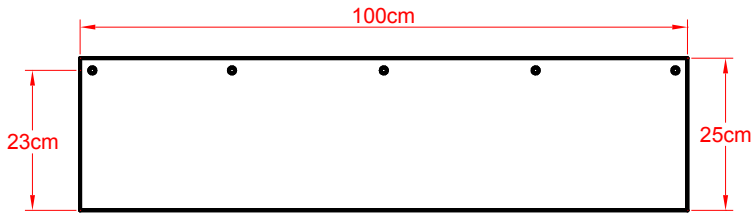
$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 23,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 145000Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot \left(23,5cm\right)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 0.88cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 0.88cm^2 : 2\phi 8$

- ARMADURA PARA M_x^-

Se considera una sección de las siguientes características:



$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 100cm \cdot 23cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{266000 Kgcm}{0,425 \cdot 100cm \cdot (23cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 3.34 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_s = 3.34 cm^2 / m : \phi 10c / 20$$

- ARMADURA PARA M_y^-

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 10cm \cdot 23cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{238000 Kgcm}{0,425 \cdot 10cm \cdot (23cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 2.98 cm^2$$

$$A_s = 2.98 cm^2 / m : \phi 10c / 25$$

De esta forma se procede para todas las losas y los resultados se muestran a continuación.

a) Diseño de Armadura positiva losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 200 Kg/m^2

- FRANJA A

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,00	0,50	23,5	50	0,81	2Φ8
TRAMO 2	0,26	0,13	23,5	50	0,81	2Φ8
TRAMO 3	1,52	0,76	23,5	50	0,92	2Φ8

- FRANJA B

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,18	1,09	23,5	50	1,33	2 Φ10
TRAMO 2	1,10	0,55	23,5	50	0,81	2Φ8

- FRANJA C

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,79	1,40	23,5	50	1,71	1 Φ10+1 Φ12

- FRANJA D

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,65	0,83	23,5	50	1,00	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA E

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,00	0,50	23,5	50	0,81	2Φ8

- FRANJA F

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	2,18	1,09	23,5	50	1,33	2 Φ10
TRAMO 2	1,05	0,53	23,5	50	0,81	2Φ8
TRAMO 3	1,60	0,80	23,5	50	0,97	2Φ8

- FRANJA G

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,05	0,53	23,5	50	0,81	2Φ8
TRAMO 2	1,52	0,76	23,5	50	0,92	2Φ8

- FRANJA H

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,00	0,50	23,5	50	0,81	2Φ8

- FRANJA I

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	0,90	0,45	23,5	50	0,81	2Φ8
TRAMO 2	1,10	0,55	23,5	50	0,81	2Φ8

- FRANJA 1

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,38	0,69	23,5	50	0,84	2Φ8
TRAMO 2	2,68	1,34	23,5	50	1,64	1 Φ10+1 Φ12
TRAMO 3	2,56	1,28	23,5	50	1,57	2 Φ10
TRAMO 4	3,01	1,51	23,5	50	1,85	1 Φ10+1 Φ12

- FRANJA 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,40	0,70	23,5	50	0,85	2Φ8
TRAMO 2	1,38	0,69	23,5	50	0,84	2Φ8
TRAMO 3	1,95	0,98	23,5	50	1,19	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 4	1,00	0,50	23,5	50	0,81	2Φ8
TRAMO 5	1,83	0,92	23,5	50	1,11	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,83	0,92	23,5	50	1,11	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 2	1,39	0,70	23,5	50	0,84	2Φ8
TRAMO 3	1,95	0,98	23,5	50	1,19	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 4	0,68	0,34	23,5	50	0,81	2Φ8
TRAMO 5	1,83	0,92	23,5	50	1,11	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	0,41	0,21	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 2	1,20	0,60	23,5	50	0,81	2Φ8

- FRANJA 5

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,45	0,73	23,5	50	0,88	2Φ8
TRAMO 2	1,00	0,50	23,5	50	0,81	2Φ8

b) Diseño de Armadura negativa losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 200 Kg/m^2

El diseño realizado se muestra:

	M_{ux} *[Ton·m/m]*	M_{uy} *[Ton·m/m]*	d *[cm]*	b *[cm]*	As_x *[cm^2·m]*	As_y *[cm^2·m]*	ARMADURA EN x	ARMADURA EN y
A-1	2,07	1,35	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
B-1	4,39	3,47	28,50	100	4,45	3,60	Φ12 c/25	Φ10 c/20
E-1	5,24	1,64	23,50	100	6,57	3,60	Φ12 c/15	Φ10 c/20
F-1	6,83	4,96	23,50	100	8,68	6,20	Φ16 c/20	Φ12 c/15
H-1	4,20	1,99	23,50	100	5,22	3,60	Φ10 c/15	Φ10 c/20
A-2	1,30	1,94	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
B-2	1,30	1,94	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
F-2	6,03	4,26	23,50	100	7,61	5,29	Φ16 c/25	Φ12 c/20
G-2	3,00	4,04	23,50	100	3,69	5,01	Φ10 c/20	Φ10 c/15
A-3	2,66	2,31	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
B-3	3,85	4,80	23,50	100	4,77	5,99	Φ10 c/15	Φ12 c/15
F-3	5,18	3,49	23,50	100	6,49	4,31	Φ12 c/15	Φ12 c/25
G-3	4,56	3,05	23,50	100	5,68	3,75	Φ12 c/15	Φ10 c/20
I-3	2,50	1,93	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
F-4	1,12	1,24	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
G-4	2,12	2,50	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
I-4	1,00	1,24	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
A-5	2,66	2,38	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
C-5	3,75	3,58	23,50	100	4,64	4,42	Φ10 c/15	Φ12 c/25
D-5	1,18	2,20	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20

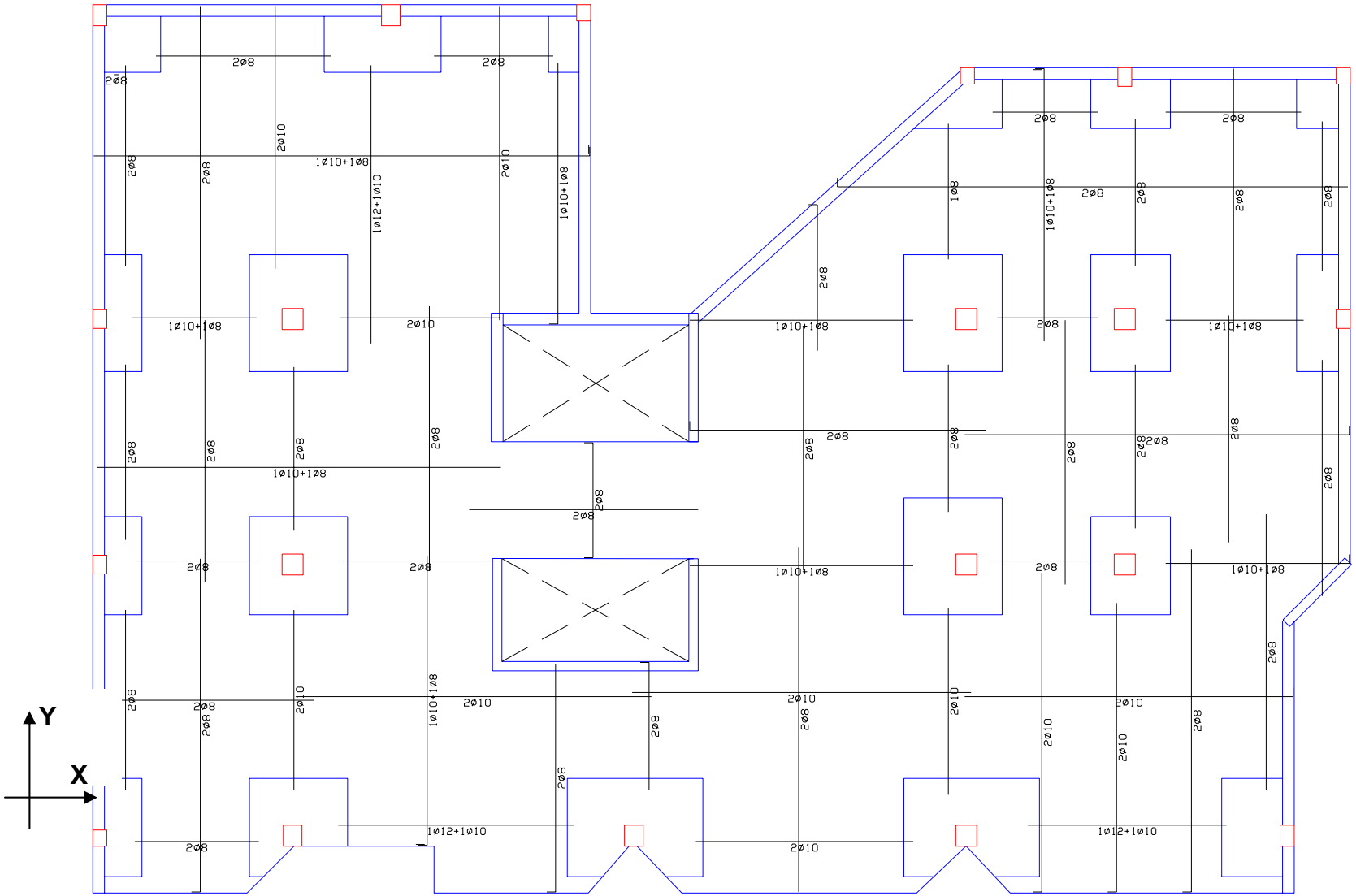


Figura 50 *Armado Positivo de losa sin vigas: Planta baja*

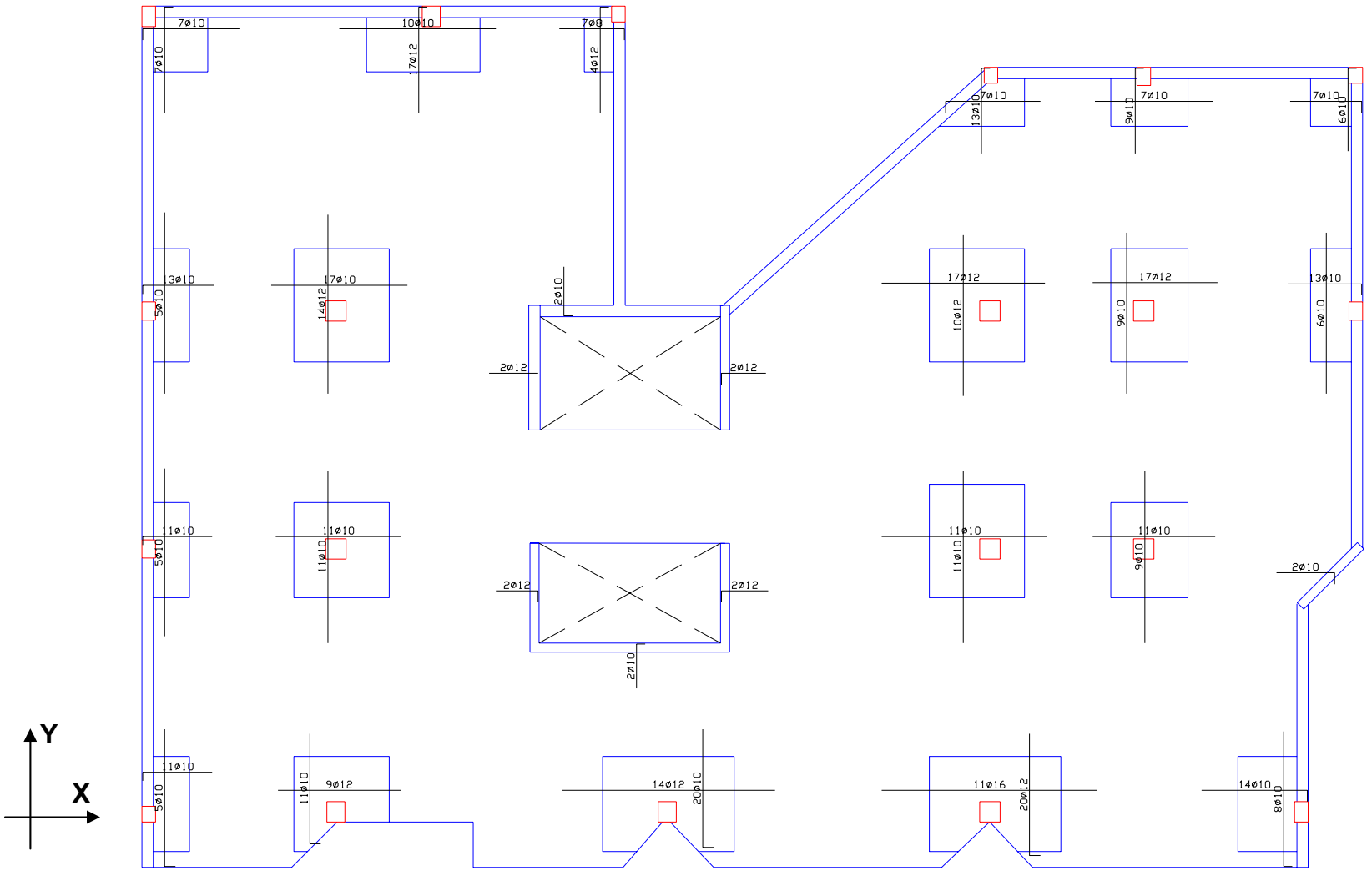


Figura 51 *Armado Negativo de losa sin vigas: primer piso*

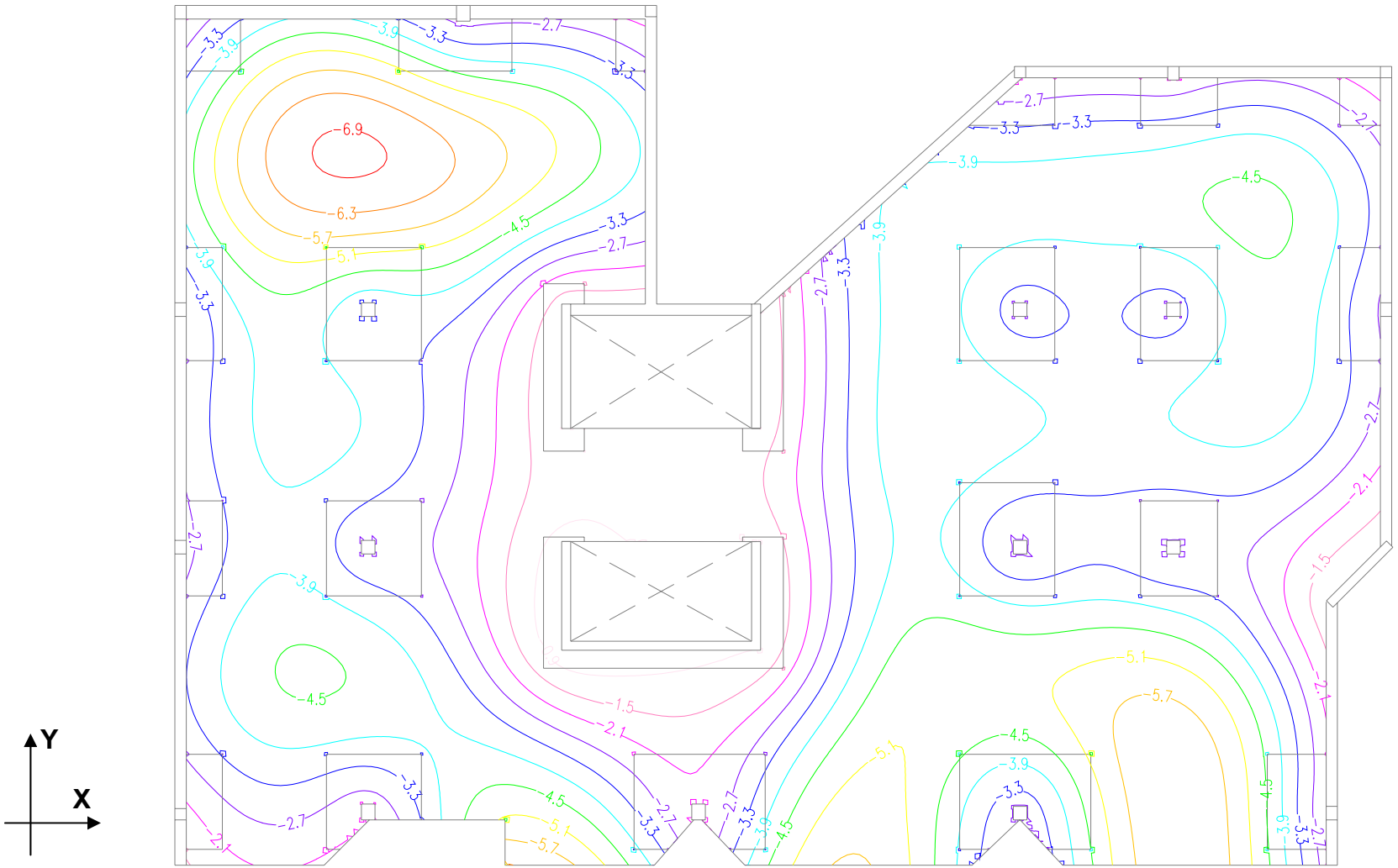
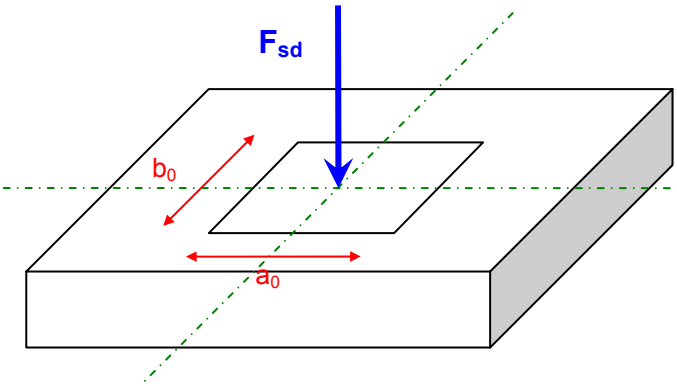


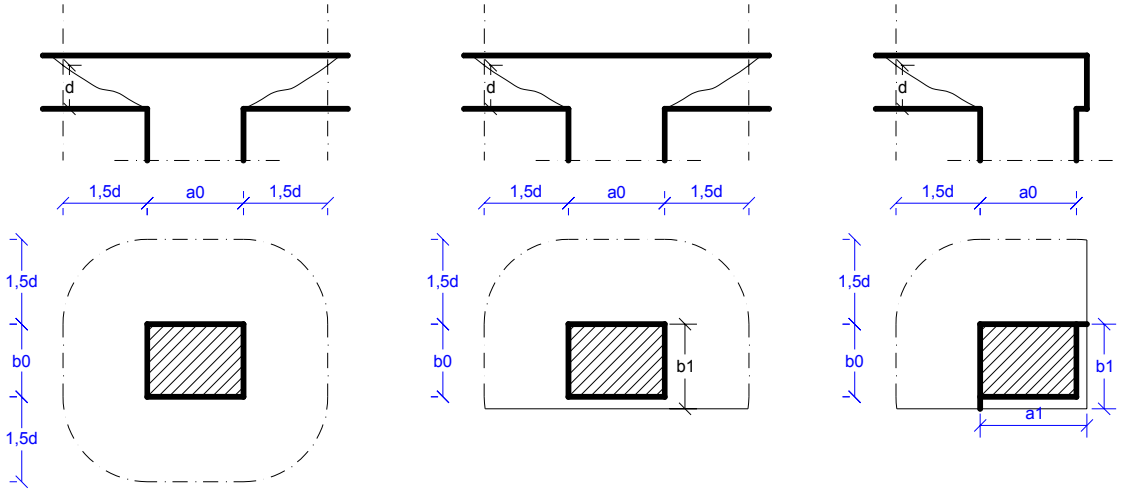
Figura 52 *Desplazamientos verticales losa sin vigas: Planta baja*

UNIDADES: mm

c) Comprobación a punzonamiento de la losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Se realiza la comprobación de las tensiones en el perímetro crítico de cada columna de la losa.





COLUMNAS CENTRALES	COLUMNAS MEDIANERAS	COLUMNAS ESQUINERAS
$u_1 = 3\pi d + 2(a_0 + b_0)$	$u_1 = 1,5\pi d + a_0 + 2b_1$	$u_1 = 0,75\pi d + a_1 + b_1$

COL	DIMENSIONES		Altura del ábaco *[m]*	TIPO	F_{sd} *[ton]*	CUANTÍAS		μ_0 *[m]*	T_{sd} *[ton/m²]*	T_{pico} *[ton/m²]*	T_{min} *[ton/m²]*	$T_{sd} < T_{min}$
	a_0	b_0				ρ_x	ρ_y					
A-1	0.30	0.35	0.25	Medianera	10.890	0.002	0.004	1.734	38.23	76.34	47.71	*Cumple*
B-1	0.40	0.45	0.25	Medianera	23.32	0.002	0.002	1.934	73.40	74.41	46.51	*Necesita reforzar*
E-1	0.40	0.45	0.25	Central	27.950	0.003	0.002	3.868	36.13	75.45	47.16	*Cumple*
F-1	0.45	0.45	0.25	Central	33.310	0.004	0.003	3.968	41.98	77.81	48.63	*Cumple*
H-1	0.30	0.45	0.25	Medianera	15.010	0.002	0.004	1.834	49.82	76.34	47.71	*Necesita reforzar*
A-2	0.30	0.40	0.25	Medianera	14.830	0.002	0.005	1.784	50.60	77.11	48.19	*Necesita reforzar*
B-2	0.45	0.45	0.25	Central	28.800	0.002	0.002	3.968	36.29	74.41	46.51	*Cumple*
F-2	0.45	0.45	0.25	Central	31.140	0.003	0.002	3.968	39.24	75.45	47.16	*Cumple*
G-2	0.45	0.45	0.25	Central	28.910	0.002	0.002	3.968	36.43	74.41	46.51	*Cumple*
A-3	0.30	0.40	0.25	Medianera	15.760	0.002	0.005	1.784	53.78	77.11	48.19	*Necesita reforzar*
B-3	0.45	0.45	0.25	Central	29.890	0.002	0.003	3.968	37.67	75.45	47.16	*Cumple*
F-3	0.45	0.45	0.25	Central	29.340	0.003	0.002	3.968	36.97	75.45	47.16	*Cumple*
G-3	0.45	0.45	0.25	Central	25.670	0.003	0.002	3.968	32.35	75.45	47.16	*Cumple*
I-3	0.30	0.40	0.25	Medianera	15.700	0.002	0.005	1.784	53.57	77.11	48.19	*Necesita reforzar*
F-4	0.30	0.35	0.25	Medianera	10.960	0.004	0.005	1.734	38.48	80.16	50.10	*Cumple*
G-4	0.30	0.40	0.25	Medianera	13.440	0.004	0.002	1.784	45.86	76.34	47.71	*Cumple*
I-4	0.30	0.35	0.25	Esquinera	8.230	0.004	0.004	0.867	61.91	79.06	49.41	*Necesita reforzar*
A-5	0.30	0.40	0.30	Esquinera	13.450	0.005	0.006	1.010	71.36	79.48	49.68	*Necesita reforzar*
C-5	0.40	0.45	0.25	Medianera	21.520	0.006	0.002	1.934	67.74	77.81	48.63	*Necesita reforzar*
D-5	0.30	0.35	0.25	Esquinera	9.110	0.004	0.005	0.867	68.53	80.16	50.10	*Necesita reforzar*

:

Las secciones críticas que no cumplen la condición deben reforzarse. El cálculo de este refuerzo se muestra

- Tensión máxima resistente a cortante del hormigón:

$$\tau_{vd} = \tau_{vd} - \tau_{\min}$$

- Cortante a absorber:

$$V_d = \tau_{vd} \cdot \mu_1 \cdot d$$

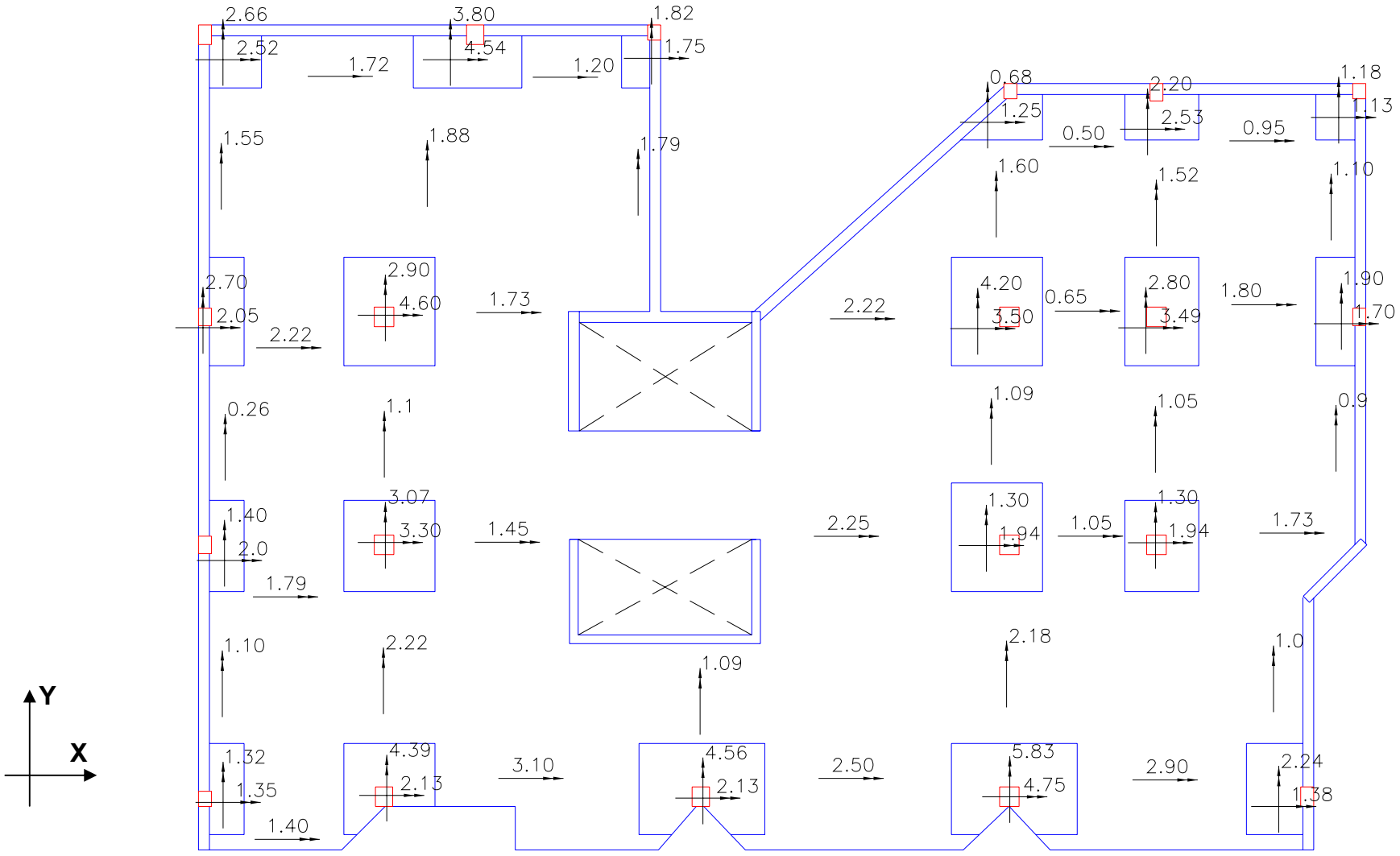
- Área de acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{V_d \cdot s_t}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{2}}$$

COL	TIPO	μ_0 *[m]*	d *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	V_d *[ton]*	A_{st} *[cm²]*	ARMADURA
B-1	Medianera	1.934	0,23	73.40	46.51	11.96	3.3740	Tipo: CC (9Ø8)
H-1	Medianera	1.834	0,23	49.82	47.71	0.89	0.2513	Tipo: C (6Ø8)
A-2	Medianera	1.784	0,23	50.60	48.19	0.99	0.2788	Tipo: C (6Ø8)
A-3	Medianera	1.784	0,23	53.78	48.19	2.29	0.6460	Tipo: C (6Ø8)
I-3	Medianera	1.784	0,23	53.57	48.19	2.21	0.6223	Tipo: C (6Ø8)
I-4	Esquinera	0.867	0,23	61.91	49.41	2.49	0.7030	Tipo: C (4Ø8)
A-5	Esquinera	1.010	0,28	71.36	49.68	6.13	1.7289	Tipo: C (4Ø8)
C-5	Medianera	1.934	0,23	67.74	48.63	8.50	2.3964	Tipo: C (6Ø8)
D-5	Esquinera	0.867	0,23	68.53	50.10	3.68	1.0367	Tipo: C (4Ø8)

5.2.2.2 Losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

Figura 53 *Momentos de dimensionamiento: losa con vigas séptimo piso*



UNIDADES: Ton·m/m

a) Diseño de Armadura positiva losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 200 Kg/m^2

- FRANJA A

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,10	0,55	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 2	0,26	0,13	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 3	1,55	0,78	23,5	50	0,94	2 Φ8

- FRANJA B

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,22	1,11	23,5	50	1,36	2 Φ10
TRAMO 2	1,10	0,55	23,5	50	0,81	2 Φ8

- FRANJA C

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,88	0,94	23,5	50	1,15	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA D

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,79	0,90	23,5	50	1,09	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA E

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,09	0,55	23,5	50	0,81	2 Φ8

- FRANJA F

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	2,18	1,09	23,5	50	1,33	2 Φ10
TRAMO 2	1,09	0,55	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 3	1,60	0,80	23,5	50	0,97	2 Φ8

- FRANJA G

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,05	0,53	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 2	1,52	0,76	23,5	50	0,92	2 Φ8

- FRANJA H

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,00	0,50	23,5	50	0,81	2 Φ8

- FRANJA I

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	0,90	0,45	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 2	1,10	0,55	23,5	50	0,81	2 Φ8

- FRANJA 1

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,40	0,70	23,5	50	0,85	2 Φ8
TRAMO 2	3,10	1,55	23,5	50	1,91	1 Φ10+1 Φ12
TRAMO 3	2,50	1,25	23,5	50	1,53	2 Φ10
TRAMO 4	2,90	1,45	23,5	50	1,78	1 Φ10+1 Φ12

- FRANJA 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,79	0,90	23,5	50	1,09	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 2	1,45	0,73	23,5	50	0,88	2 Φ8
TRAMO 3	2,25	1,13	23,5	50	1,38	2 Φ10
TRAMO 4	1,05	0,53	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 5	1,73	0,87	23,5	50	1,05	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,22	1,11	23,5	50	1,36	2 Φ10
TRAMO 2	1,73	0,87	23,5	50	1,05	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 3	2,22	1,11	23,5	50	1,36	2 Φ10
TRAMO 4	0,65	0,33	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 5	1,80	0,90	23,5	50	1,10	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	0,50	0,25	23,5	50	0,81	2 Φ8
TRAMO 2	0,95	0,48	23,5	50	0,81	2 Φ8

- FRANJA 5

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,72	0,86	23,5	50	1,05	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 2	1,20	0,60	23,5	50	0,81	2 Φ8

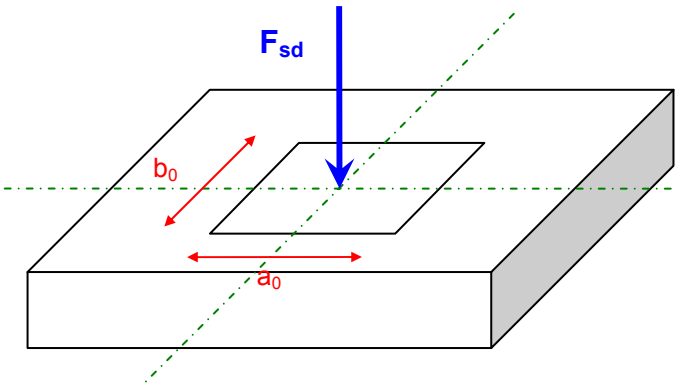
b) Diseño de Armadura negativa losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 200 Kg/m^2

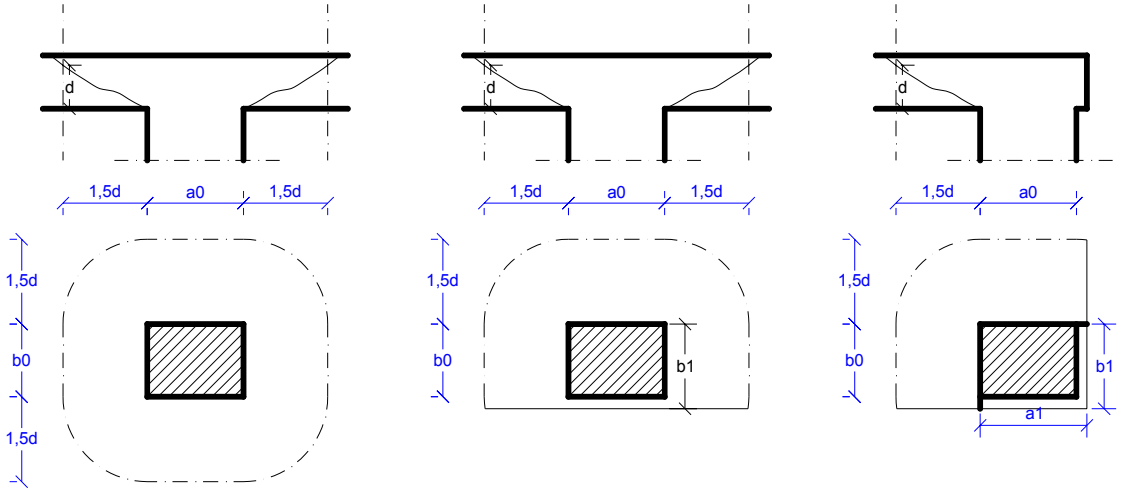
El diseño realizado se muestra:

	M_{ux} *[Ton·m/m]*	M_{uy} *[Ton·m/m]*	d *[cm]*	b *[cm]*	As_x *[cm^2·m]*	As_y *[cm^2·m]*	ARMADURA EN x	ARMADURA EN y
A-1	1,32	1,35	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
B-1	4,39	2,13	23,50	100	5,46	3,60	Φ12 c/20	Φ10 c/20
E-1	4,56	2,13	23,50	100	5,68	3,60	Φ12 c/15	Φ10 c/20
F-1	5,83	4,75	23,50	100	7,34	5,93	Φ12 c/15	Φ12 c/15
H-1	2,24	1,38	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
A-2	1,40	2,00	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
B-2	3,07	3,30	23,50	100	3,78	4,07	Φ10 c/20	Φ12 c/25
F-2	1,30	1,94	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
G-2	1,30	1,94	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
A-3	2,70	2,05	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
B-3	2,90	4,60	23,50	100	3,60	5,73	Φ10 c/20	Φ12 c/15
F-3	4,20	3,50	23,50	100	5,22	4,32	Φ10 c/15	Φ12 c/25
G-3	2,80	3,49	23,50	100	3,60	4,31	Φ10 c/20	Φ12 c/25
I-3	1,90	1,70	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
F-4	0,68	1,25	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
G-4	2,20	2,53	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
I-4	1,18	1,13	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
A-5	2,66	2,52	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20
C-5	3,80	4,54	23,50	100	4,70	5,65	Φ10 c/15	Φ12 c/15
D-5	1,82	1,75	23,50	100	3,60	3,60	Φ10 c/20	Φ10 c/20

c) Comprobación a punzonamiento de la losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 200 Kg/m^2

Se realiza la comprobación de las tensiones en el perímetro crítico de cada columna de la losa.





COLUMNAS INTERIORES

$$u_1 = 3\pi d + 2\left(a_0 + b_0\right)$$

COLUMNAS DE BORDE

$$u_1 = 1,5\pi d + a_0 + 2b_1$$

COLUMNAS DE ESQUINA

$$u_1 = 0,75\pi d + a_1 + b_1$$

COL	DIMENSIONES		Altura del ábaco *[m]*	TIPO	F_{sd} *[ton]*	CUANTÍAS		μ_0 *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{max} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	$\sigma_{sd} < \sigma_{min}$
	a_0	b_0				ρ_x	ρ_y					
A-1	0.25	0.25	0.25	Medianera	10.840	0.002	0.004	1.584	41.66	76.34	47.71	*Cumple*
B-1	0.30	0.35	0.30	Medianera	23.520	0.001	0.002	1.970	59.71	70.38	43.99	*Necesita reforzar*
E-1	0.30	0.35	0.25	Central	27.950	0.003	0.002	3.468	40.30	75.45	47.16	*Cumple*
F-1	0.30	0.30	0.25	Central	33.310	0.003	0.003	3.368	49.46	76.73	47.96	*Necesita reforzar*
H-1	0.25	0.30	0.25	Medianera	15.010	0.002	0.005	1.634	55.92	77.11	48.19	*Necesita reforzar*
A-2	0.25	0.30	0.25	Medianera	14.830	0.002	0.005	1.634	55.25	77.11	48.19	*Necesita reforzar*
B-2	0.30	0.30	0.25	Central	28.800	0.002	0.002	3.368	42.76	74.41	46.51	*Cumple*
F-2	0.30	0.30	0.25	Central	31.140	0.002	0.002	3.368	46.23	74.41	46.51	*Cumple*
G-2	0.30	0.30	0.25	Central	28.910	0.002	0.002	3.368	42.92	74.41	46.51	*Cumple*
A-3	0.25	0.30	0.25	Medianera	15.760	0.002	0.005	1.634	58.71	77.11	48.19	*Necesita reforzar*
B-3	0.30	0.30	0.25	Central	29.890	0.002	0.003	3.368	44.38	75.45	47.16	*Cumple*
F-3	0.30	0.30	0.25	Central	29.340	0.002	0.002	3.368	43.56	74.41	46.51	*Cumple*
G-3	0.30	0.30	0.25	Central	25.670	0.002	0.002	3.368	38.11	74.41	46.51	*Cumple*
I-3	0.25	0.30	0.25	Medianera	15.700	0.002	0.004	1.634	58.49	76.34	47.71	*Necesita reforzar*
F-4	0.25	0.25	0.25	Medianera	10.960	0.004	0.005	1.584	42.12	80.16	50.10	*Cumple*
G-4	0.25	0.30	0.25	Medianera	13.440	0.004	0.002	1.634	50.07	76.34	47.71	*Necesita reforzar*
I-4	0.25	0.25	0.25	Esquinera	8.230	0.004	0.005	0.792	67.78	80.16	50.10	*Necesita reforzar*
A-5	0.25	0.30	0.30	Esquinera	13.450	0.005	0.006	0.935	77.08	79.48	49.68	*Necesita reforzar*
C-5	0.30	0.35	0.30	Medianera	21.520	0.006	0.003	1.970	54.63	76.72	47.95	*Necesita reforzar*
D-5	0.25	0.25	0.30	Esquinera	9.110	0.004	0.005	0.910	53.65	77.23	48.27	*Necesita reforzar*

Las secciones críticas que no cumplen la condición deben reforzarse. El cálculo de este refuerzo se muestra:

- Tensión máxima resistente a cortante del hormigón:

$$\tau_{vd} = \tau_{vd} - \tau_{\min}$$

- Cortante a absorber:

$$V_d = \tau_{vd} \cdot \mu_1 \cdot d$$

- Área de acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{V_d \cdot s_t}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{2}}$$

COL	TIPO	μ_0 *[m]*	d *[m]*	τ_{sd} *[ton/m^2]*	τ_{min} *[ton/m^2]*	V_d *[ton]*	A_{st} *[cm^2]*	ARMADURA
B-1	Medianera	1.970	0.28	59.71	43.99	8.67	2.4455	Tipo: C (6Ø8)
F-1	Central	3.368	0.23	49.46	47.96	1.16	0.3269	Tipo: C (8Ø8)
H-1	Medianera	1.634	0.23	55.92	48.19	2.90	0.8188	Tipo: C (6Ø8)
A-2	Medianera	1.634	0.23	55.25	48.19	2.65	0.7477	Tipo: C (6Ø8)
A-3	Medianera	1.634	0.23	58.71	48.19	3.95	1.1149	Tipo: C (6Ø8)
I-3	Medianera	1.634	0.23	58.49	47.71	4.05	1.1427	Tipo: C (6Ø8)
G-4	Medianera	1.634	0.23	50.07	47.71	3.22	0.9082	Tipo: C (4Ø8)
I-4	Esquinera	0.792	0.23	67.78	50.10	0.89	0.2503	Tipo: C (6Ø8)
A-5	Esquinera	0.935	0.28	77.08	49.68	7.17	2.0231	Tipo: CC (6Ø8)
C-5	Medianera	1.970	0.28	54.63	47.95	3.69	1.0398	Tipo: C (6Ø8)
D-5	Esquinera	0.910	0.28	53.65	48.27	1.37	0.3862	Tipo: C (4Ø8)

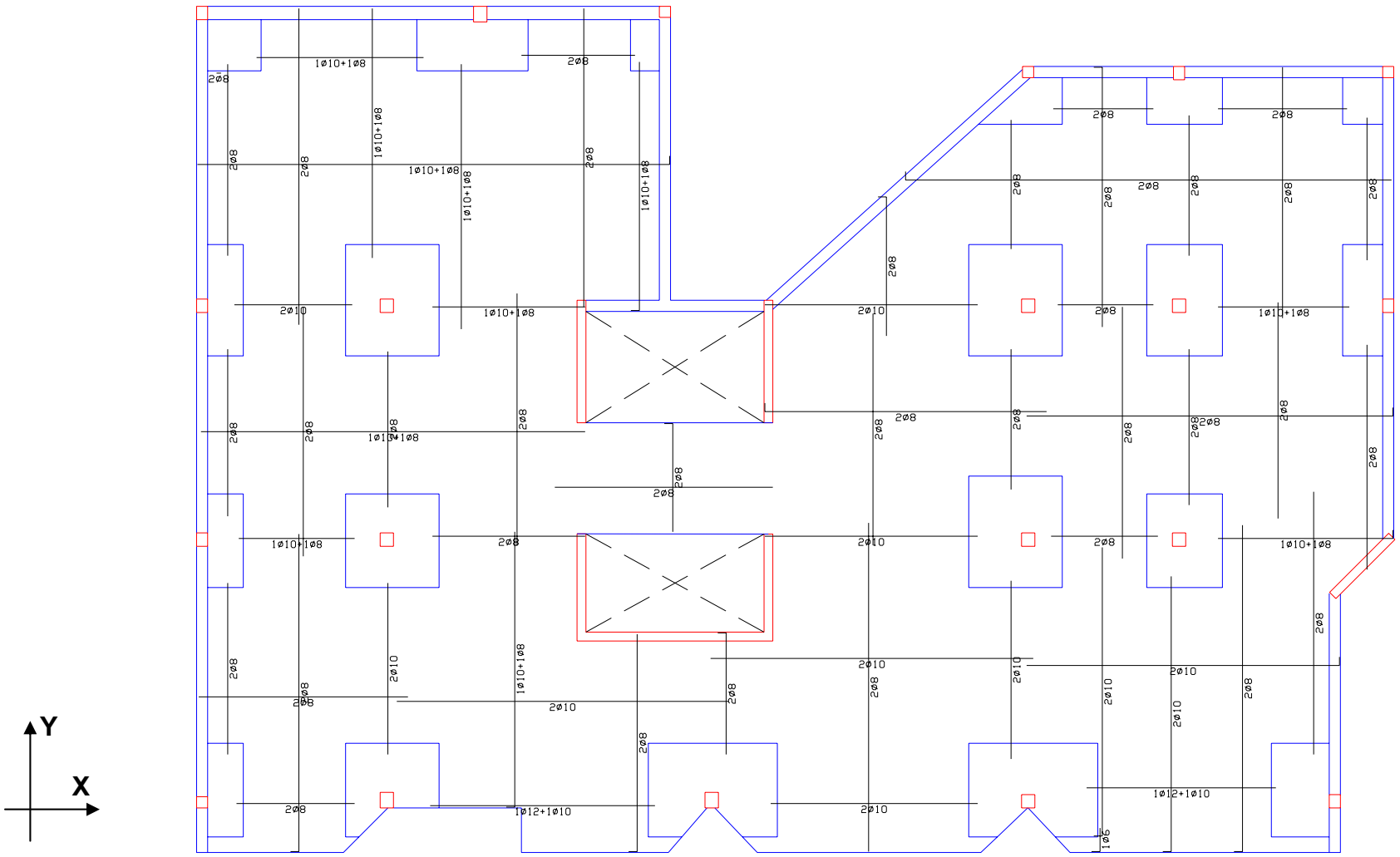


Figura 54 *Armado Positivo de losa con vigas: séptimo piso*

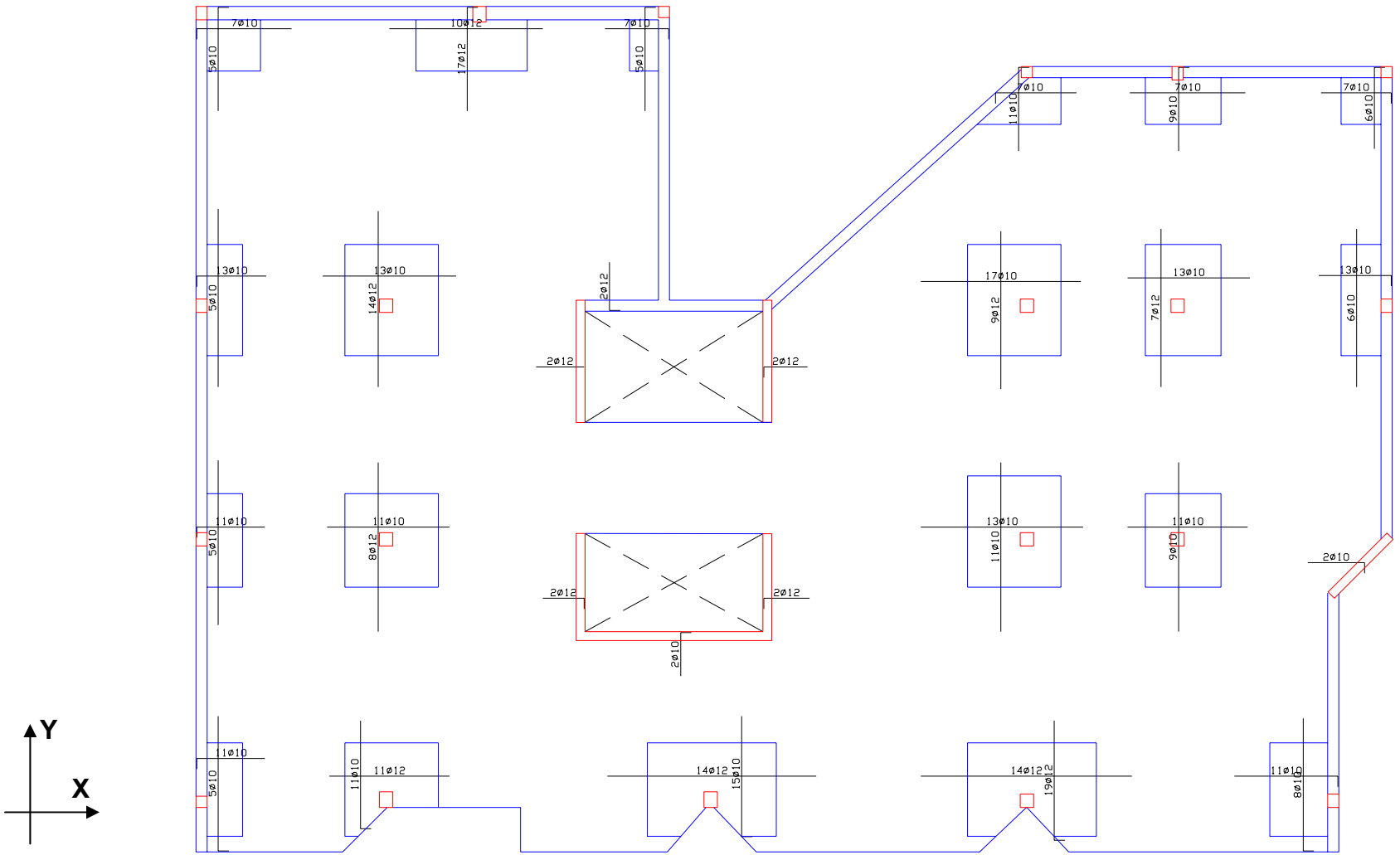


Figura 55 *Armado Negativo de losa con vigas: séptimo piso*

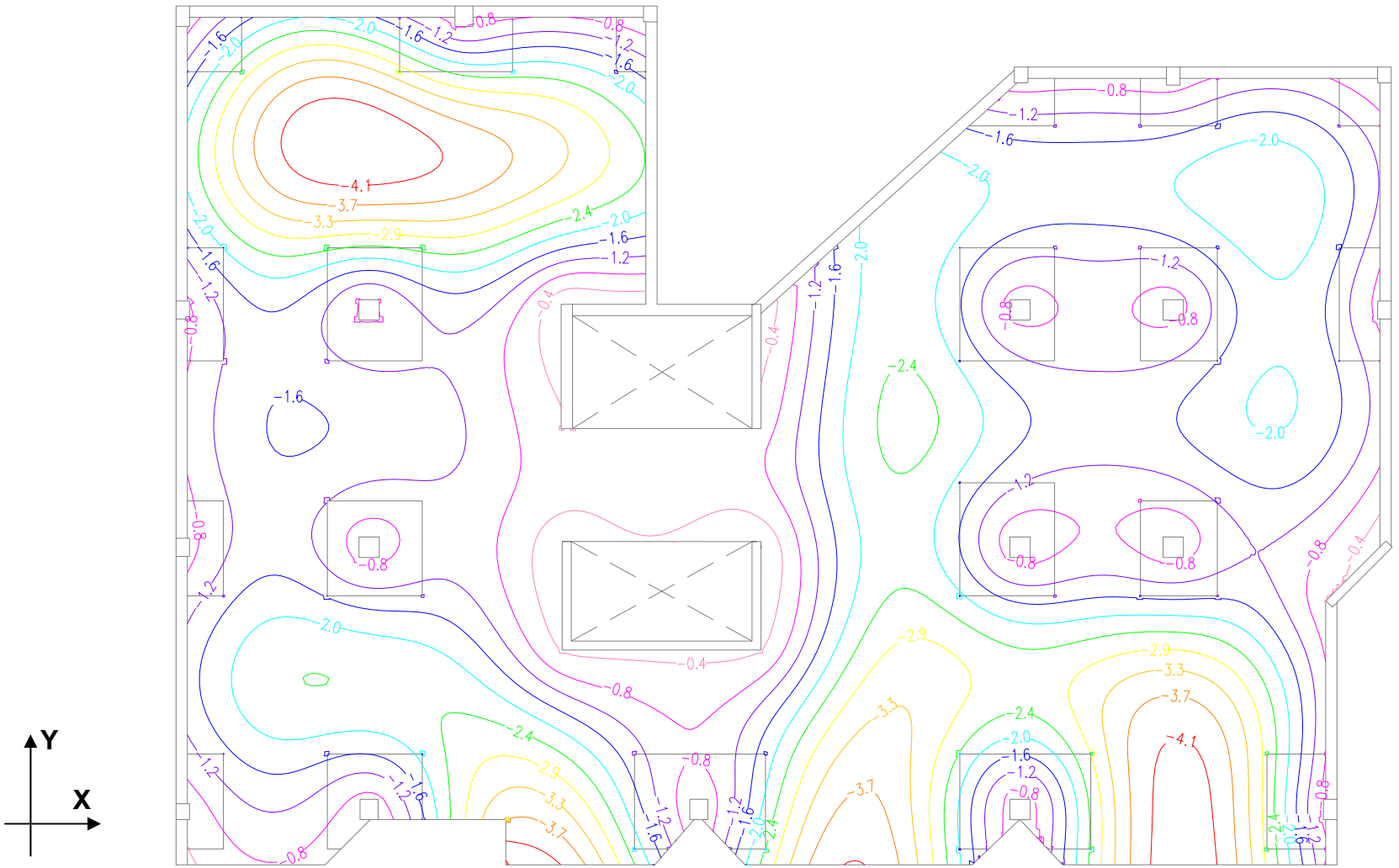


Figura 56 *Desplazamientos verticales losa con vigas: séptimo piso*

UNIDADES: mm

5.2.3 Columnas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

Se obtuvieron los resultados finales que se presentan en tablas a continuación.

Para la correcta interpretación de datos se describe a continuación una pequeña explicación de las tablas.

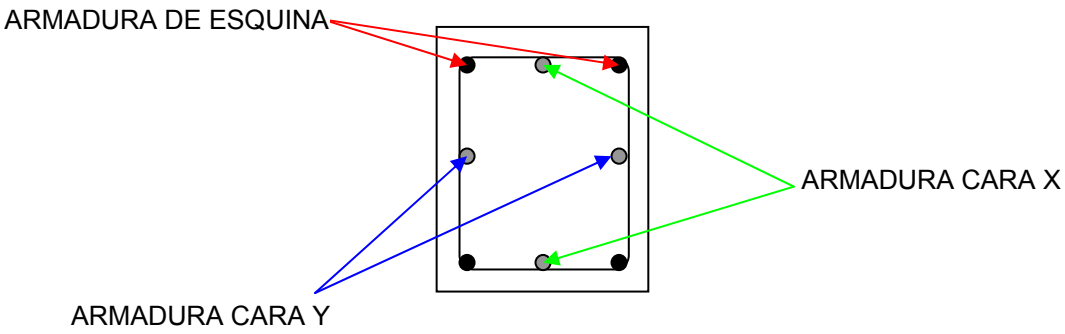
PISO	DIMENSIÓN $[m]$	ALTURA DE CÁLCULO h	ESFUERZOS			ARMADURAS			ESTRIBOS	$\frac{A_S}{A_C}\%$
			N	Mx	My	$Esquinas$	$Cara\ x$	$Cara\ y$		

Donde,

h → *Altura del tramo de columna sin arrostramiento en (m)*

ESFUERZOS, *Esfuerzos pésimos, correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones.* Incluye la amplificación de esfuerzos debidos a los efectos de segundo orden y excentricidad adicional por pandeo, en $(Tn),(Tn{\cdot}m),(Tn{\cdot}m)$

ARMADURAS, *Se describe a continuación*

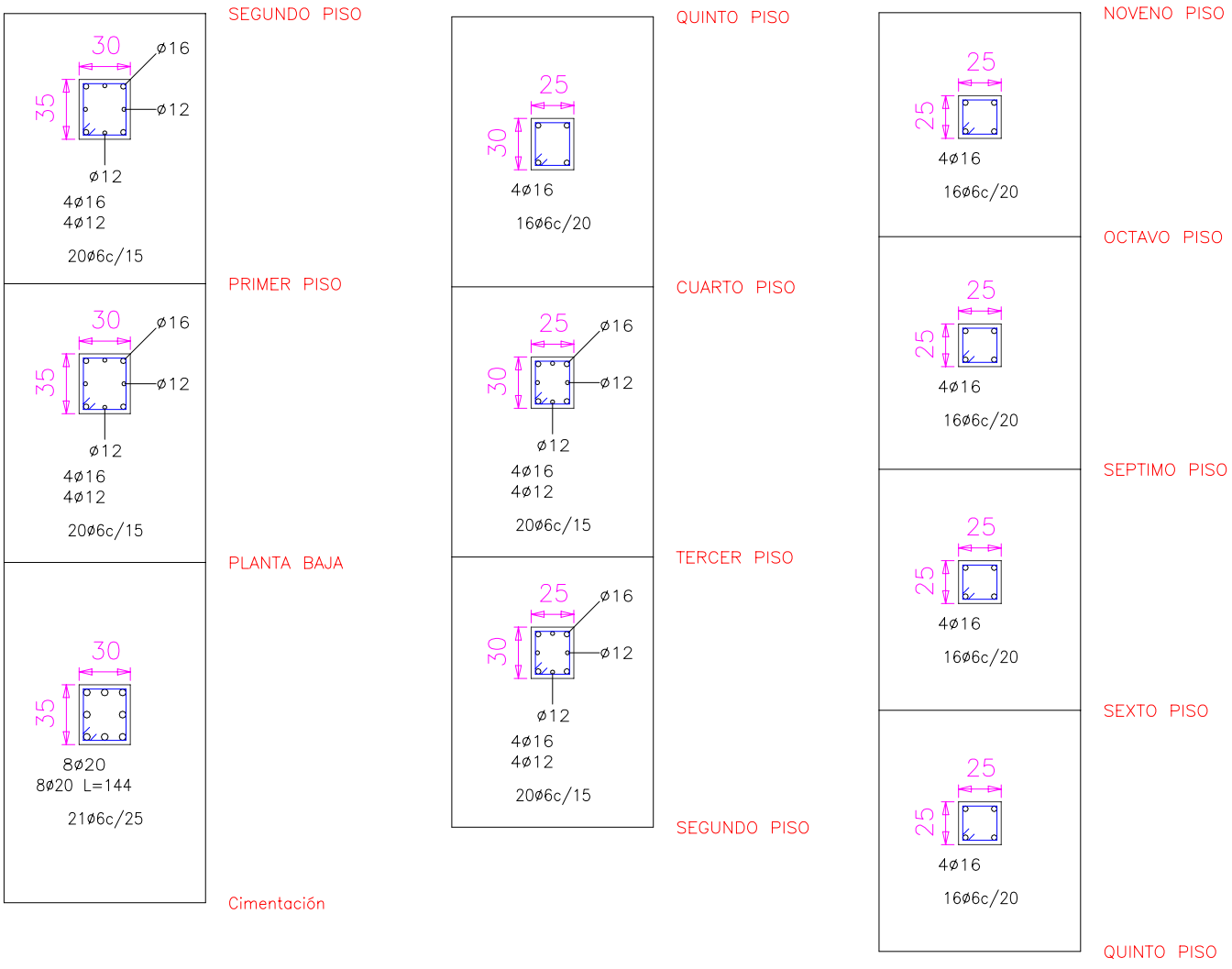


ESTRIBOS → *Se indica solamente el estribo perimetral dispuesto .La separación está indicada en centímetros (cm)*

$\frac{A_S}{A_C}\%$ → *Cuantía geométrica*

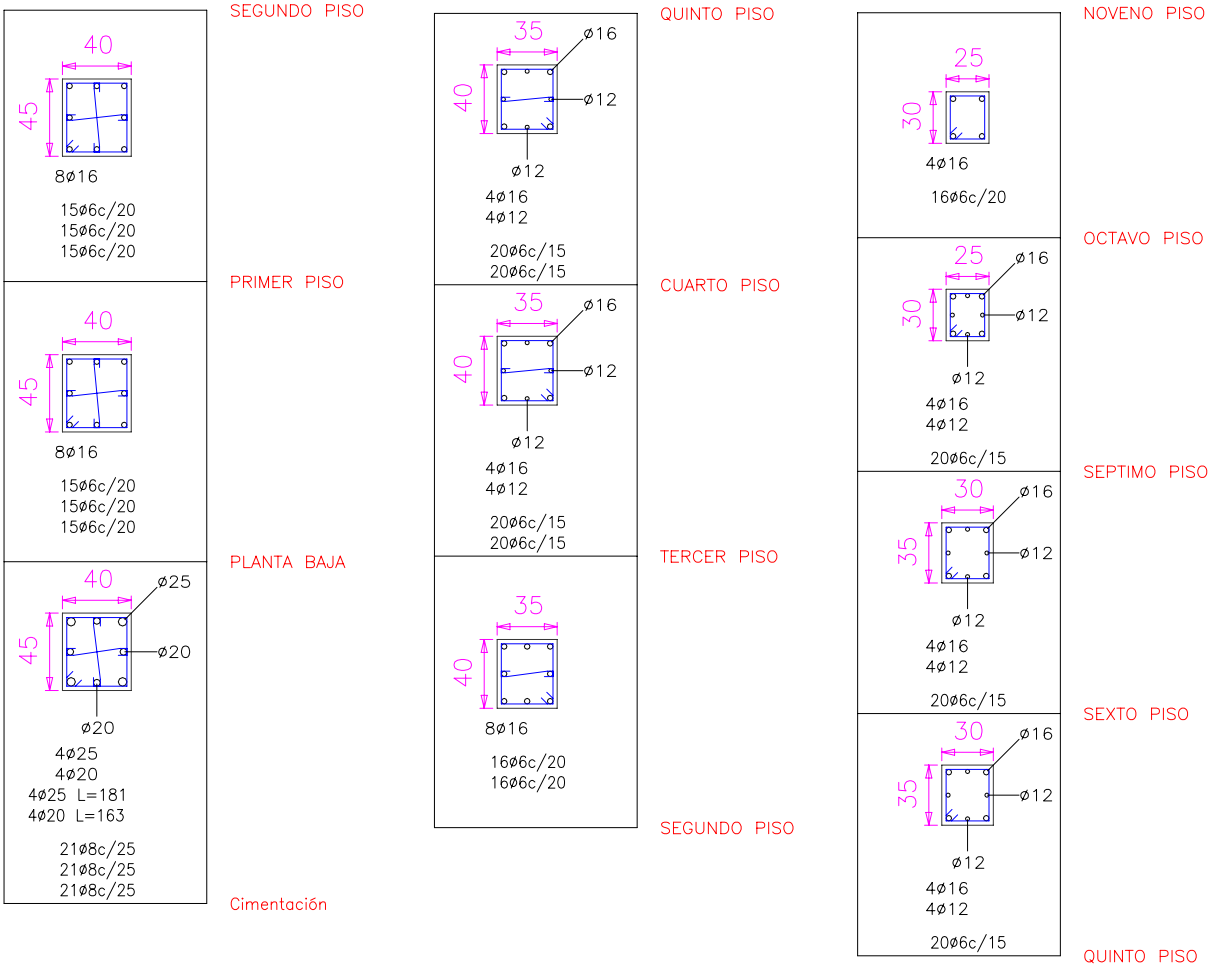
5.2.3.1 Columnas TIPO 1: A-1, F-4, I-4, D-5

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.25	2.80	7.42	0.43	2.05	4Ø16	Ø6c/20	1.29
9	0.25x0.25	2.80	18.81	0.78	3.17	4Ø16	Ø6c/20	1.29
8	0.25x0.25	2.80	31.08	0.89	3.11	4Ø16	Ø6c/20	1.29
7	0.25x0.25	2.80	42.28	1.02	3.07	4Ø16	Ø6c/20	1.29
6	0.25x0.30	2.80	55.12	1.35	3.77	4Ø16	Ø6c/20	1.07
5	0.25x0.30	2.80	67.44	1.47	4.15	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
4	0.25x0.30	2.80	78.99	1.66	3.96	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
3	0.30x0.35	2.80	79.58	1.77	3.48	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.20
2	0.30x0.35	2.80	106.08	2.44	5.55	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.20
1	0.30x0.35	4.82	117.77	6.14	5.22	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	2.39



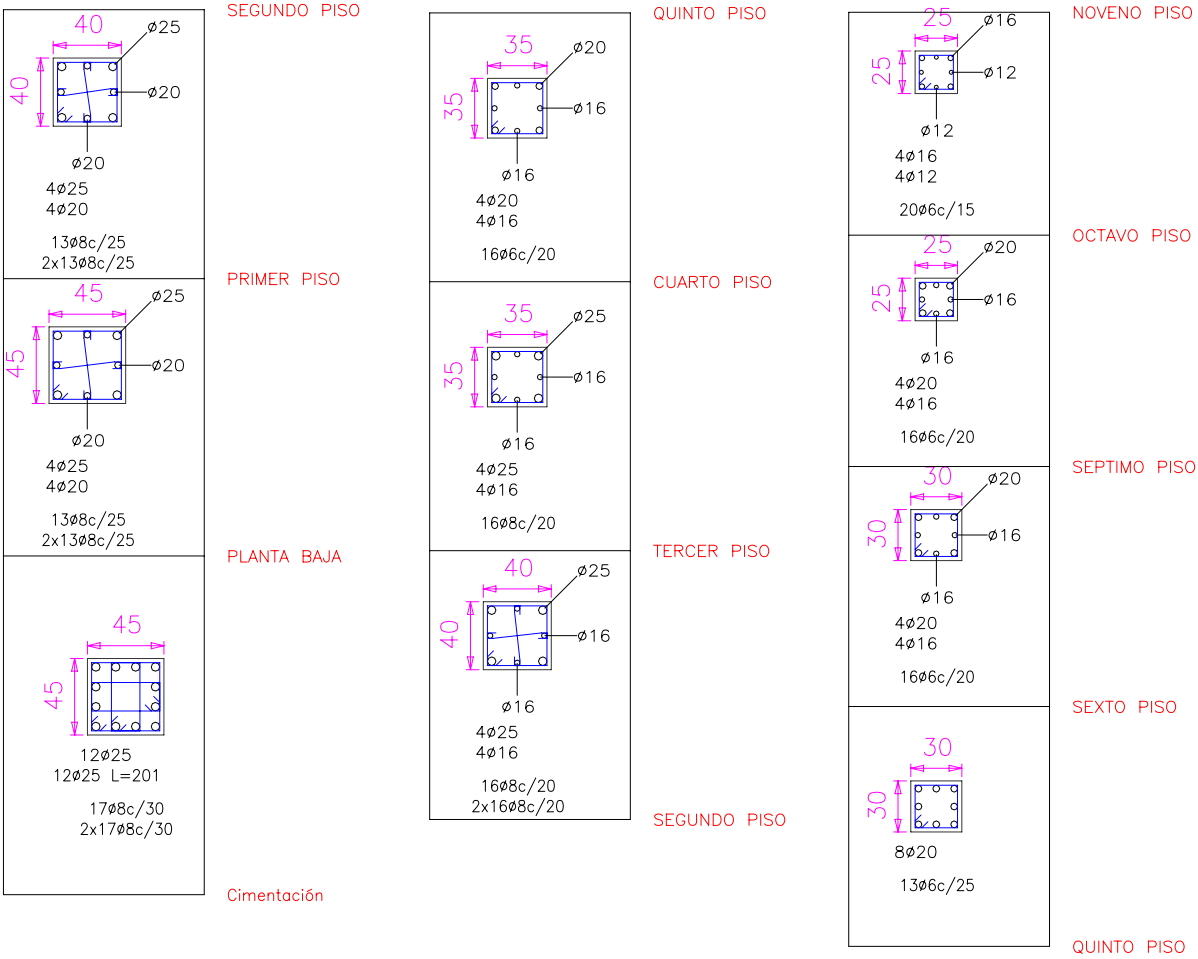
5.2.3.2 Columnas TIPO 2: A-2, A-3, G-4, I-3

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.25	2.80	12.90	1.46	1.13	4Ø12	Ø6c/15	0.72
9	0.25x0.25	2.80	30.53	2.37	1.69	4Ø12	Ø6c/15	0.72
8	0.25x0.30	2.80	47.91	2.52	2.34	4Ø12	Ø6c/15	0.60
7	0.25x0.30	2.80	64.44	2.84	2.22	4Ø16	Ø6c/20	1.07
6	0.25x0.35	2.80	81.10	3.16	2.41	4Ø16	Ø6c/20	0.92
5	0.25x0.35	2.80	98.41	3.38	2.66	4Ø20	Ø6c/25	1.44
4	0.25x0.35	2.80	114.13	3.79	2.83	4Ø25	Ø8c/25	2.24
3	0.30x0.40	2.80	114.83	3.81	2.64	4Ø25+ 2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	2.31
2	0.30x0.40	2.80	148.32	5.16	2.61	4Ø25+ 2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	2.31
1	0.30x0.40	4.90	165.58	8.80	5.13	4Ø25+ 2Ø25+2Ø25	Ø8c/30	3.27



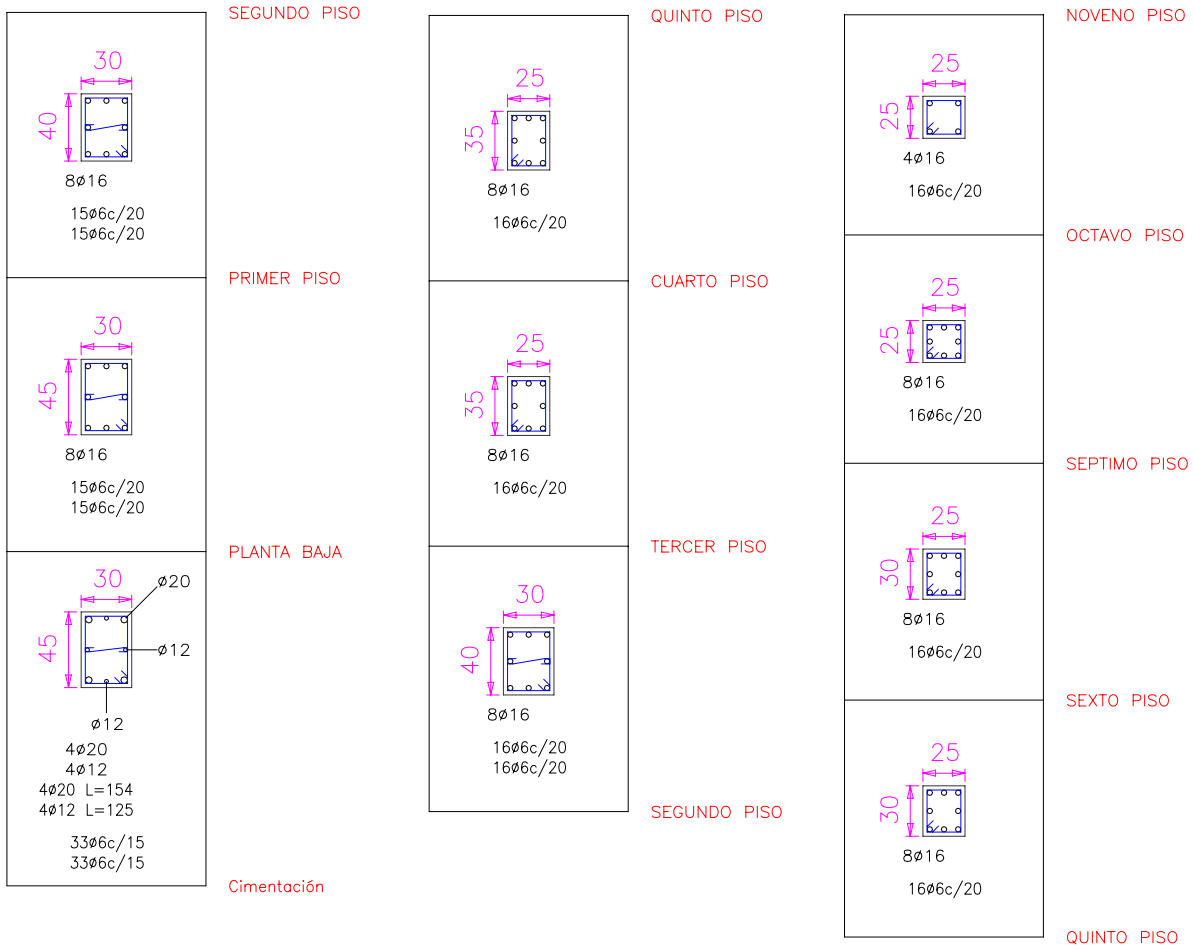
5.2.3.3 Columnas TIPO 3: B-1, C-5, E-1

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.30	2.80	17.30	1.59	3.86	4Ø16	Ø6c/20	1.07
9	0.25x0.30	2.80	39.58	2.60	4.97	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.68
8	0.30x0.35	2.80	63.47	3.95	6.00	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.20
7	0.30x0.35	2.80	85.90	4.06	5.64	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.20
6	0.35x0.40	2.80	86.97	3.85	4.72	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.90
5	0.35x0.40	2.80	133.05	5.00	5.49	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.90
4	0.35x0.40	2.80	155.14	5.13	4.83	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.15
3	0.40x0.45	2.80	156.25	4.95	3.83	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	0.89
2	0.40x0.45	2.80	201.90	4.87	7.69	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	0.89
1	0.40x0.45	4.92	228.59	10.21	8.60	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.79



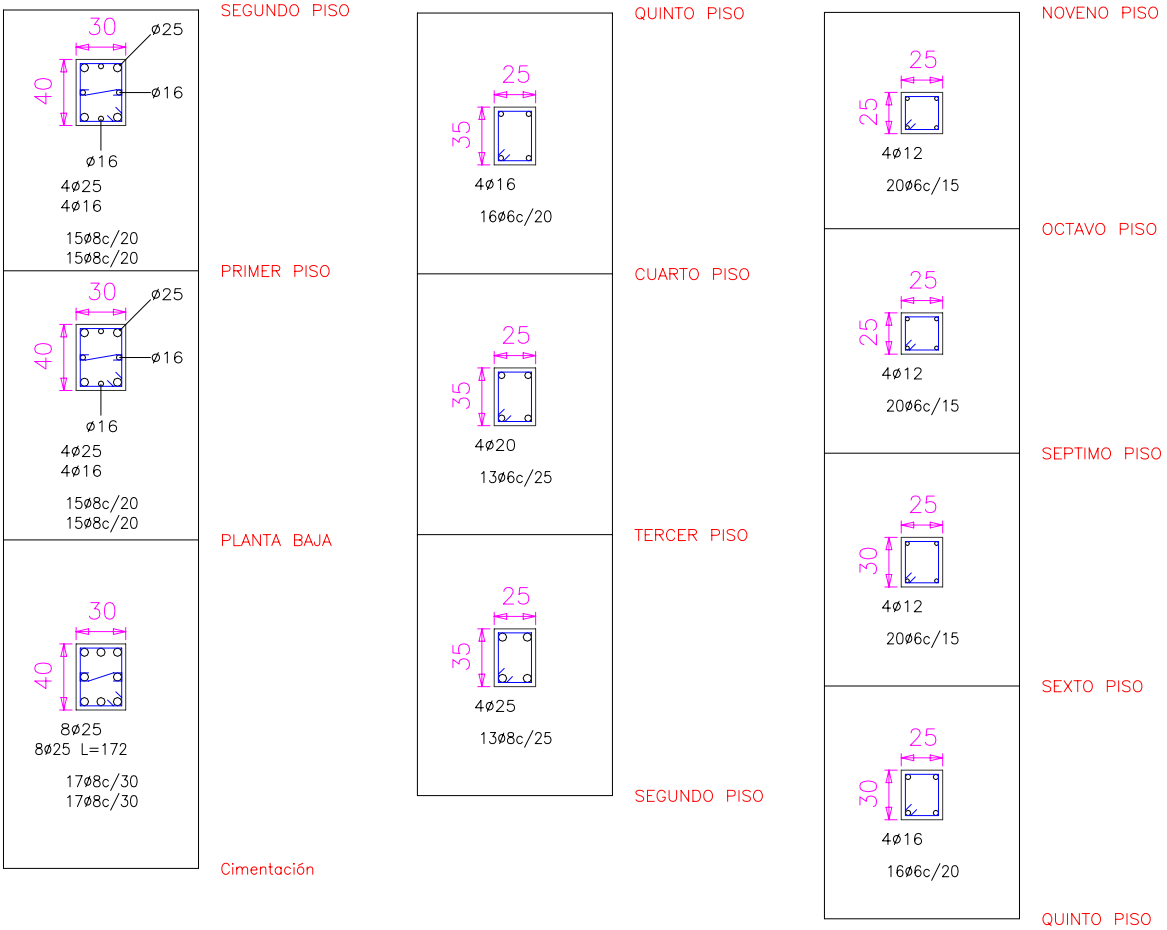
5.2.3.4 Columnas TIPO 4: B-2, G-2, B-3, F-3, G-3

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.25x0.25	2.80	16.56	0.69	0.83	4Ø12	Ø6c/15	0.72
9	0.25x0.25	2.80	40.88	1.26	1.36	4Ø12	Ø6c/15	0.72
8	0.30x0.30	2.80	65.65	1.90	2.28	4Ø16	Ø6c/20	0.89
7	0.30x0.30	2.80	90.28	2.06	3.14	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.79
6	0.35x0.35	2.80	90.28	2.06	3.14	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.31
5	0.35x0.35	2.80	142.93	1.85	4.35	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.68
4	0.40x0.40	2.80	142.93	1.85	4.35	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.29
3	0.40x0.40	2.80	196.72	0.00	3.93	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.57
2	0.45x0.45	2.80	196.72	0.00	3.93	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.24
1	0.45x0.45	5.07	254.77	11.63	6.10	4Ø25+ 4Ø25+4Ø25	Ø8c/30	2.91



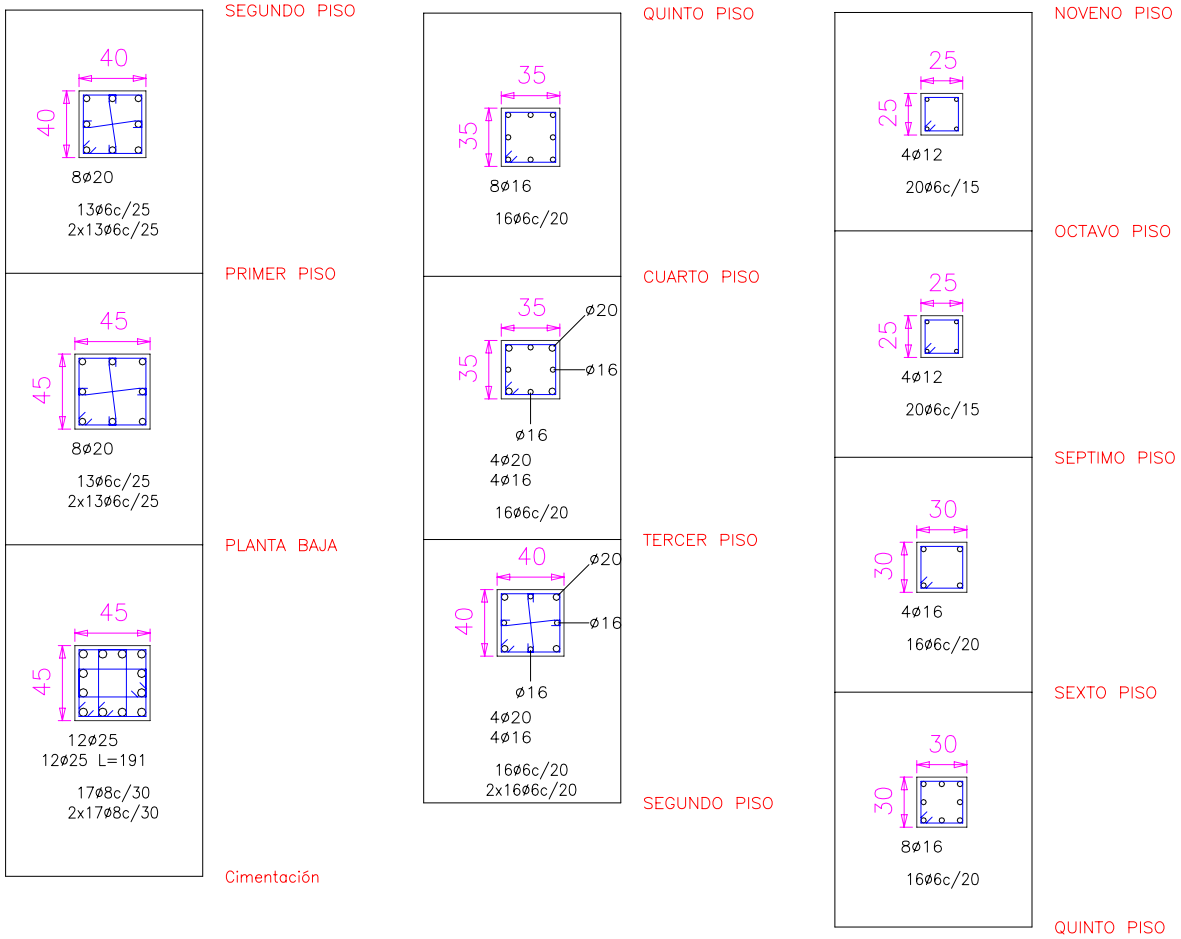
5.2.3.5 Columnas TIPO 5: F-1, F-2

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA	+CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.25	2.80	24.6	1.08	4.06	4Ø16+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	2.01
9	0.25x0.25	2.80	55.64	1.46	5.99	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	3.30
8	0.30x0.30	2.80	57.16	1.50	5.60	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.29
7	0.30x0.30	2.78	122.19	2.45	6.13	4Ø20+	2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	2.79
6	0.35x0.35	2.80	123.23	2.47	4.83	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.68
5	0.35x0.35	2.80	185.10	2.71	6.27	4Ø25+	2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	2.26
4	0.40x0.40	2.80	186.48	2.60	5.67	4Ø25+	2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	1.73
3	0.40x0.40	2.80	251.12	0.30	5.02	4Ø25+	2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	2.01
2	0.45x0.45	2.80	251.12	0.30	5.02	4Ø25+	2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.59
1	0.45x0.45	5.13	318.84	7.95	14.70	4Ø25+	4Ø25+4Ø25	Ø8c/30	2.91



5.2.3.6 Columnas TIPO 6: H-1, A-5

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.25x0.25	2.80	8.34	2.34	0.50	4Ø16	Ø6c/20	1.29
9	0.25x0.25	2.80	20.32	3.35	0.87	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.57
8	0.25x0.30	2.80	33.89	3.51	1.34	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.14
7	0.25x0.30	2.80	46.42	3.63	1.57	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.14
6	0.25x0.35	2.80	61.12	4.19	1.74	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
5	0.25x0.35	2.80	75.31	4.42	2.33	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.84
4	0.30x0.40	2.80	75.31	4.42	2.33	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.34
3	0.30x0.40	2.80	105.21	4.96	1.52	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.34
2	0.30x0.45	2.80	120.71	7.03	2.40	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.19
1	0.30x0.45	4.88	136.39	7.20	4.06	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.27



5.2.4 Muros Pantalla de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

Tabla 36 *Armado de MURO MD*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.2m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 37 *Armado de MURO ME*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.25 m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 38 *Armado de MURO MF*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.2m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

5.2.4.1 Muros de Ascensor

Tabla 39 *Armado MURO ASCENSOR*

SECTOR	ESP.	MURO 1		MURO 2		MURO 3	
		ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR
Planta 1	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 2	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 3	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 4	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 5	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 6	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 7	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 8	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 9	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 10	0.2m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

5.2.5 Zapatas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

Se diseñaron las zapatas con los esfuerzos calculados por el programa. Todas las zapatas son AISLADAS de TIPO RÍGIDO (Artículo 59.2 (norma EHE-98)) y para la presentación de los resultados se interpretarán tomando en cuenta la siguiente gráfica:

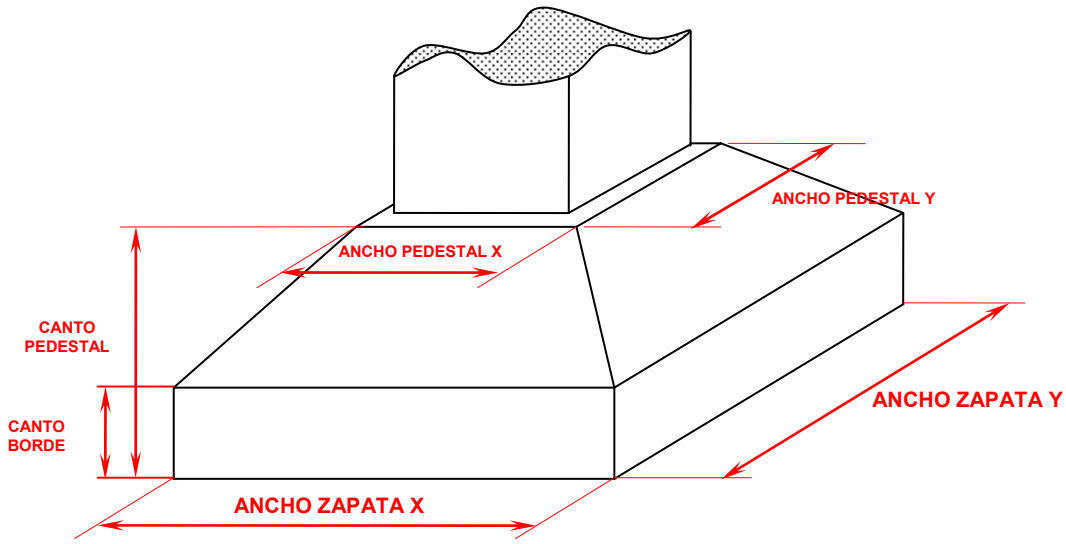


Tabla 40 *Dimensiones y armado de zapatas*

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO I C-5, G-3	Ancho zapata X: 325.0 cm Ancho zapata Y: 325.0 cm Ancho columna X: 45.0 cm Ancho columna Y: 45.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 75.0 cm	X: 15Ø20 c/ 23 Y: 15Ø20 c/ 23
TIPO II D-5, F-4, I-4; A-1	Ancho zapata X: 205.0 cm Ancho zapata Y: 240.0 cm Ancho columna X: 30.0 cm Ancho columna Y: 35.0 cm Canto borde: 40.0 cm Canto pedestal: 55.0 cm	X: 17Ø12 c/ 15 Y: 11Ø16 c/ 20
TIPO III A-5; H-1	Ancho zapata X: 230.0 cm Ancho zapata Y: 250.0 cm Ancho columna X: 30.0 cm Ancho columna Y: 45.0 cm Canto borde: 30.0 cm Canto pedestal: 60.0 cm	X: 15Ø16 c/ 18 Y: 12Ø16 c/ 20

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO IV B-1, E-1	Ancho zapata X: 280.0 cm Ancho zapata Y: 285.0 cm Ancho columna X: 40.0 cm Ancho columna Y: 45.0 cm Canto borde: 30.0 cm Canto pedestal: 70.0 cm	X: 14Ø20 c/ 22 Y: 12Ø20 c/ 25
TIPO V F-2	Ancho zapata X: 335.0 cm Ancho zapata Y: 335.0 cm Ancho columna X: 45.0 cm Ancho columna Y: 45.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 75.0 cm	X: 17Ø20 c/ 21 Y: 17Ø20 c/ 21
TIPO VI A-2, A-3, I-3, G-4	Ancho zapata X: 235.0 cm Ancho zapata Y: 310.0 cm Ancho columna X: 30.0 cm Ancho columna Y: 40.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 16Ø16 c/ 20 Y: 12Ø20 c/ 20
TIPO VII B-3, F-1	Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 350.0 cm Ancho columna X: 45.0 cm Ancho columna Y: 45.0 cm Canto borde: 55.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	X: 18Ø20 c/ 20 Y: 18Ø20 c/ 20
TIPO VIII B-2, G-2, F-3	Ancho zapata X: 325.0 cm Ancho zapata Y: 325.0 cm Ancho columna X: 45.0 cm Ancho columna Y: 45.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 75.0 cm	X: 15Ø20 c/ 23 Y: 15Ø20 c/ 23
(M1-M2-M3)	Ancho zapata X: 655.0 cm Ancho zapata Y: 860.0 cm Ancho pedestal X: 261.6 cm Ancho pedestal Y: 490.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 135.0 cm	Sup X: 34Ø25 c/ 26 Sup Y: 25Ø25 c/ 27 Inf X: 34Ø25 c/ 26 Inf Y: 25Ø25 c/ 27
MD	Ancho zapata X: 510.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm Ancho pedestal X: 310.0 cm Ancho pedestal Y: 40.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	Sup X: 31Ø12 c/ 11 Sup Y: 20Ø20 c/ 27 Inf X: 18Ø20 c/ 20 Inf Y: 20Ø20 c/ 27
ME	Ancho zapata X: 520.0 cm Ancho zapata Y: 355.0 cm Ancho pedestal X: 295.2 cm Ancho pedestal Y: 45.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 85.0 cm	X: 29Ø16 c/ 13 Y: 33Ø16 c/ 16

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
MF	Ancho zapata X: 380.0 cm Ancho zapata Y: 290.0 cm Ancho pedestal X: 207.4 cm Ancho pedestal Y: 40.0 cm Canto borde: 30.0 cm Canto pedestal: 70.0 cm	Sup X: 14Ø16 c/ 23 Sup Y: 20Ø16 c/ 20 Inf X: 13Ø20 c/ 24 Inf Y: 21Ø16 c/ 19

FUENTE: Elaboración Propia

Los detalles de armado se encuentran descritos en el plano anexo de cimentación.

5.2.6 Deformada de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

Considerando la hipótesis que incluye acciones verticales y acciones horizontales, se presentan las siguientes deformaciones máximas del edificio:

Tabla 41 *Desplazamientos en x y y de la estructura global*

PLANTA	COTA	DESP, X *[mm]*	DESP, Y *[mm]*
NOVENO PISO	27,78	8,4358	6,7728
OCTAVO PISO	24,98	7,7145	5,8550
SÉPTIMO PISO	22,18	7,0014	4,9856
SEXTO PISO	19,38	6,2835	4,1634
QUINTO PISO	16,58	5,4863	3,3660
CUARTO PISO	13,78	4,6560	2,7212
TERCER PISO	10,98	3,7653	2,2115
SEGUNDO PISO	8,17	2,8542	1,6845
PRIMER PISO	5,38	1,9839	1,1833
PLANTA BAJA	2,57	1,1349	0,6836
Cimentación	-2.00	0,0000	0,0000

FUENTE: Elaboración Propia

5.2.7 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 Kg/m^2

En este punto se indica los volúmenes basados en los resultados obtenidos para la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 Kg/m^2.

Los resultados son referidos a las plantas del edificio incluidos lo elementos de cimentación, los cuales se presentan en una tabla aparte.

Estos resultados obtenidos de volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200Kg/m^2 se resumen a continuación en la tabla 42 y tabla 43:

Tabla 42 *Resumen cuantías de obra. Estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 1*

ELEMENTO	SUPERFICIE *[m^2]*	VOLUMEN *[m^3]*	BARRAS *[Kg.]*
losas aligeradas	4077.73	634.91	30251
Armadura de punzonamiento en ábacos			406
Vigas	209.05	82.17	4889
Encofrado lateral	577.75		
Muros	994.82	100.19	7488
Pilares (Sup. Encofrado)	699.90	59.53	13395
TOTAL	6559.25	876.80	55579

* Nº de bloques de reticular 40×40×20 = 22809 Unidades

Tabla 43 *Resumen cuantías de obra. en cimentaciones*

ELEMENTO	UNIDAD	TOTAL
Acero S-400	*Kg.*	10295.03
Hormigón C20/25	*m^3*	183.14
Hormigón de limpieza (h=5cm)	*m^3*	13.54

Basados en estos datos, los las cantidades de obra por ÍTEMS se muestran a continuación en la tabla 44:

Tabla 44 *Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 1*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	541,60
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	13,50
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	183,10
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,19
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	59,53
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	82,17
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.443,10
8	ÁBACOS	m^3	158,70

FUENTE: Elaboración Propia

5.3 Memoria de cálculo segundo caso: sobrecarga $400\frac{Kg}{m^2}$

5.3.1 Acciones consideradas para la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Las acciones consideradas para el cálculo de la estructura con entrepisos con vigas para el primer caso son:

5.3.1.1 Acciones Gravitatorias

Tabla 45 *Acciones gravitatorias: Estructura de Entrepiso con vigas (CASO 1)*

NOMBRE DEL GRUPO	SOBRECARGA DE USO	CARGAS MUERTAS
NOVENO PISO	0.10 Tn/m^2	0.10 Tn/m^2
OCTAVO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SÉPTIMO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEXTO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
QUINTO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
CUARTO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
TERCER PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
SEGUNDO PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PRIMER PISO	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2
PLANTA BAJA	0.40 Tn/m^2	0.22 Tn/m^2

FUENTE: Elaboración Propia

5.3.1.2 Acciones de Viento

Los coeficientes de carga considerados en la dirección correspondiente son los siguientes:

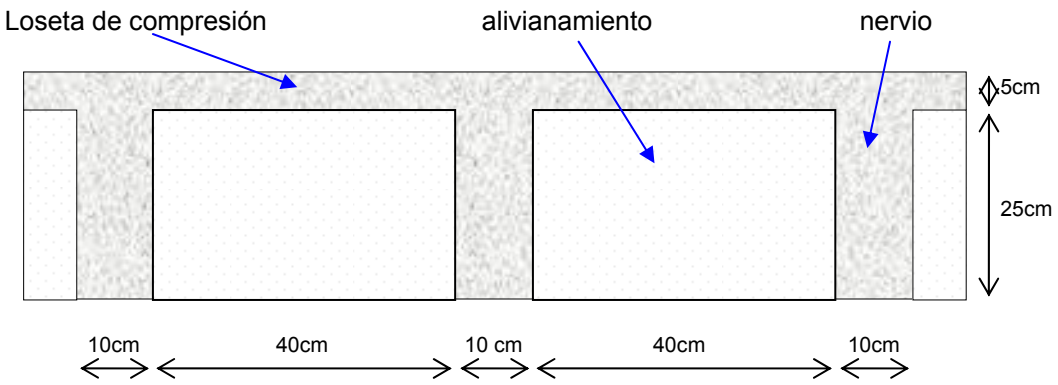
+X: 1.00 **-X:** 1.00
+Y: 1.00 **-Y:** 1.00

Se considera los valores de la curva de presión dinámica del viento, así como se describió en el punto 4.1.7.1

5.3.2 Losas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

En el diseño de las losas de entrepiso, se tomaron igualmente dos losas tipo: la losa de primer piso y la losa de séptimo piso, para poder diferenciar los efectos que el viento produce en la estructura.

La losa tendrá la siguiente configuración de aligeramiento en ambos sentidos:



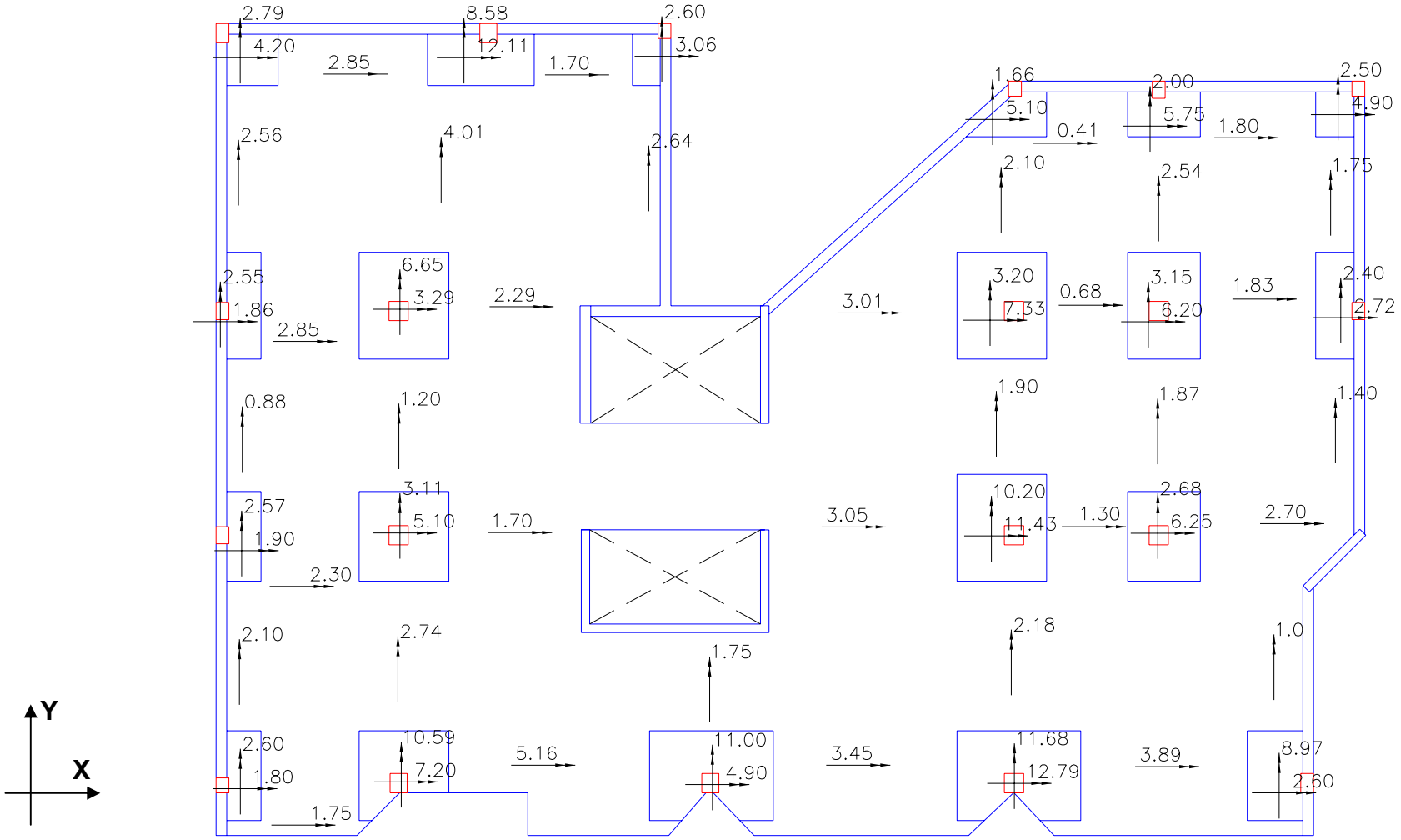
Se muestra a continuación los momentos obtenidos con ayuda del programa y el armado de estas. Las unidades son Ton·m por metro.

Las comprobaciones se realizaron en el estado límite último con las ecuaciones de parábola rectángulo las cuales se encuentran en los anexos.

Por último se muestra un gráfico de deformaciones con isolíneas que tiene como unidades mm.

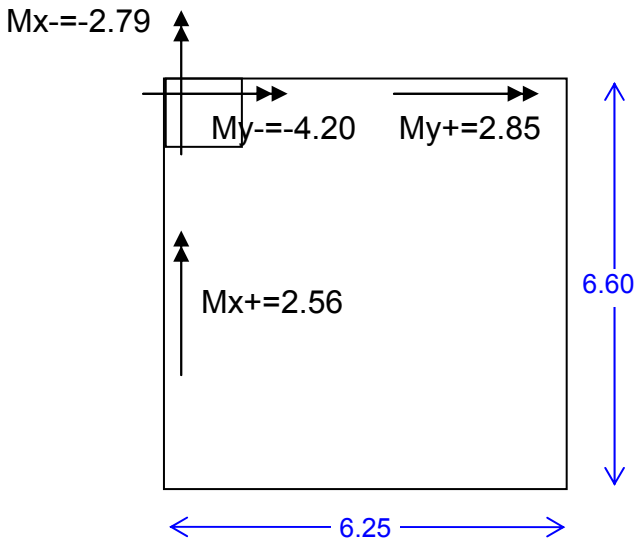
5.3.2.1 Losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Figura 57 *Momentos de dimensionamiento: losa sin vigas primer piso*



UNIDADES: **Ton·m/m**

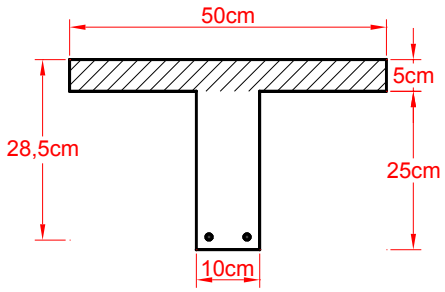
Determinados los momentos de diseño en toneladas por metro y se procede a calcular el área de acero necesaria. Se toma como ejemplo de cálculo el panel A-C 3-5.



UNIDADES: Ton·m

- ARMADURA PARA M_x^+

  Se considera una sección Ton de las siguientes características:



$$M_d = 2.56Tm$$

$$M_d = 256.000Kgcm$$

$$M_0 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f \right)$$

$$M_0 = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 5cm \cdot \left(28,5cm - 0,5 \cdot 5cm \right)$$

$$\underline{M_0 = 751.400Kgcm}$$

$$M_m = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[0,295 \cdot b_w \cdot d^2 + \left(b - b_w \right) \cdot h_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f \right) \right]$$

$$M_m = 0,85 \cdot \frac{204 \frac{Kg}{cm^2}}{1.5} \cdot \left[0,295 \cdot 10cm \cdot \left(28,5cm \right)^2 + \left(50cm - 10cm \right) \cdot 5cm \cdot \left(28,5cm - 0,5 \cdot 5cm \right) \right]$$

$$\underline{M_m = 878.113,50Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 28,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 256000Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot \left(28,5cm \right)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.28cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 1.28cm^2 : 1\phi 8 + 1\phi 10$

- ARMADURA PARA M_y^+

$$M_d = 2,85Tm$$

$$\underline{M_d = 285.000Kgcm}$$

$$\rightarrow M_d < M_0$$

$\therefore$ Se calcula como sección rectangular

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

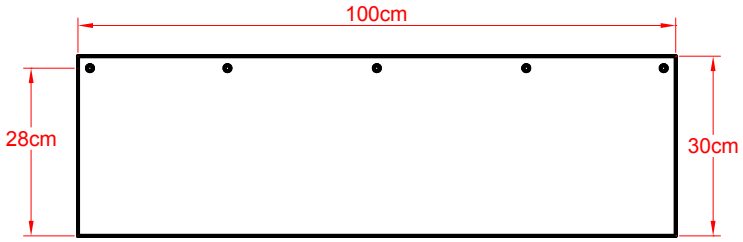
$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 50cm \cdot 28,5cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.5 \cdot 285000 Kgcm}{0,425 \cdot 50cm \cdot (28,5cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 1.43 cm^2$$

Para cada nervio $\rightarrow A_s = 1.43 cm^2 : 2\phi 10$

- ARMADURA PARA M_x^-

Se considera una sección de las siguientes características:



$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 100cm \cdot 28cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{279000 Kgcm}{0,425 \cdot 100cm \cdot (28cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 2.80 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_s = 2.72 cm^2 / m : \phi 10c / 25$$

- ARMADURA PARA M_y^-

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} \cdot 10cm \cdot 28cm}{\frac{4077 \frac{kg}{cm^2}}{1.15}} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{420000 Kgcm}{0,425 \cdot 10cm \cdot (28cm)^2 \cdot \frac{204 \frac{kg}{cm^2}}{1.5}}} \right]$$

$$A_s = 4.25 cm^2$$

$$A_s = 4.25\, cm^2 / m : \phi 12c / 25$$

De esta forma se procede para todas las losas y los resultados se muestran a continuación.

a) Diseño de Armadura positiva losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

- FRANJA A

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,10	1,05	28,5	50	1,05	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 2	0,88	0,44	28,5	50	0,98	2Φ8
TRAMO 3	2,56	1,28	28,5	10	1,37	2 Φ10

- FRANJA B

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,74	1,37	28,5	50	1,38	2 Φ10
TRAMO 2	1,20	0,60	28,5	50	0,98	2Φ8

- FRANJA C

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** por nervio	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	4,01	2,01	28,5	50	2,03	2 Φ12

- FRANJA D

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	2,64	1,32	28,5	10	1,41	2 Φ10

- FRANJA E

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,75	0,88	28,5	10	0,98	2Φ8

- FRANJA F

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	2,18	1,09	28,5	50	1,09	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 2	1,90	0,95	28,5	10	0,99	2Φ8
TRAMO 3	2,10	1,05	28,5	10	1,10	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA G

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,87	0,94	28,5	50	0,98	2Φ8
TRAMO 2	2,54	1,27	28,5	10	1,36	2 Φ10

- FRANJA H

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,00	0,50	28,5	10	0,98	2Φ8

- FRANJA I

	Mu [Ton/m]	Mu por nervio	d [cm]	b [cm]	As [cm^2]	ARMADURA
TRAMO 1	1,40	0,70	28,5	50	0,98	2Φ8
TRAMO 2	1,75	0,88	28,5	10	0,98	2Φ8

- FRANJA 1

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,75	0,88	28,5	50	0,98	2Φ8
TRAMO 2	5,16	2,58	28,5	50	2,63	1 Φ12+1 Φ16
TRAMO 3	3,45	1,73	28,5	50	1,74	1 Φ10+1 Φ12
TRAMO 4	3,89	1,95	28,5	10	2,18	2 Φ12

- FRANJA 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,30	1,15	28,5	50	1,15	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 2	1,70	0,85	28,5	50	0,98	2Φ8
TRAMO 3	3,05	1,53	28,5	50	1,53	2 Φ10
TRAMO 4	1,30	0,65	28,5	10	0,98	2Φ8
TRAMO 5	2,70	1,35	28,5	10	1,45	2 Φ10

- FRANJA 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,85	1,43	28,5	50	1,43	2 Φ10
TRAMO 2	2,29	1,15	28,5	50	1,15	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 3	3,01	1,51	28,5	50	1,51	2 Φ10
TRAMO 4	0,68	0,34	28,5	50	0,98	2Φ8
TRAMO 5	1,83	0,92	28,5	10	0,98	2Φ8

- FRANJA 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	0,41	0,21	28,5	50	0,98	2Φ8
TRAMO 2	1,60	0,80	28,5	10	0,98	2Φ8

- FRANJA 5

	Mu *[Ton/m]*	Mu por nervio	d *[cm]*	b *[cm]*	As *[cm^2]*	ARMADURA
TRAMO 1	2,85	1,43	28,5	50	1,43	2 Φ10
TRAMO 2	1,70	0,85	28,5	10	0,98	2Φ8

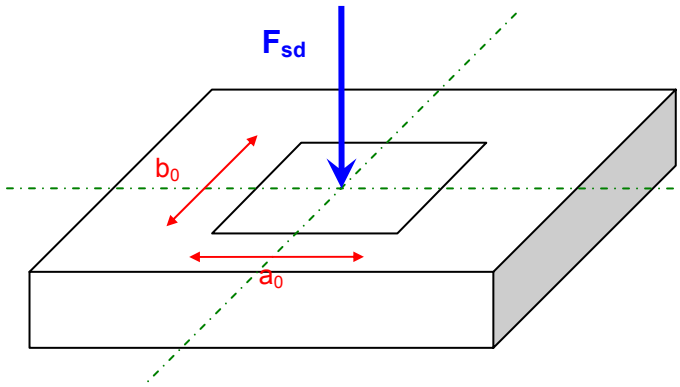
b) Diseño de Armadura negativa losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

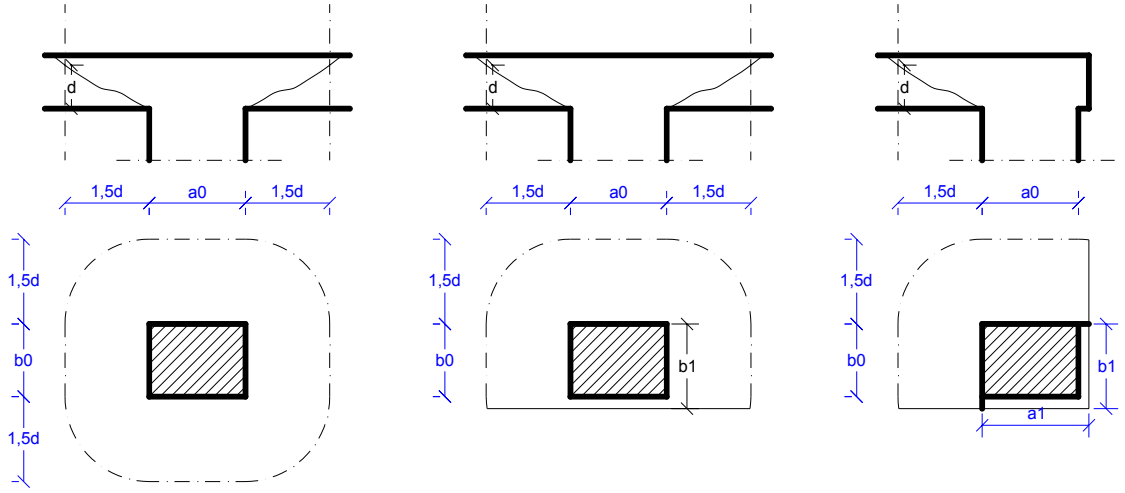
El diseño realizado se muestra:

	M_{ux} *[Ton·m/m]*	M_{uy} *[Ton·m/m]*	d *[cm]*	b *[cm]*	As_x *[cm^2·m]*	As_y *[cm^2·m]*	ARMADURA EN x	ARMADURA EN y
A-1	2,60	1,80	23,50	100	4,37	4,37	Φ12 c/25	Φ12 c/25
B-1	10,59	7,20	23,50	100	13,97	9,18	Φ16 c/12,5	Φ16 c/20
E-1	11,00	4,90	23,50	100	14,57	6,12	Φ16 c/12,5	Φ12 c/15
F-1	11,68	12,79	23,50	100	15,58	17,27	Φ16 c/12,5	Φ16 c/10
H-1	8,97	2,60	23,50	100	11,64	4,37	Φ16 c/15	Φ12 c/25
A-2	2,55	1,86	23,50	100	4,37	4,37	Φ12 c/25	Φ12 c/25
B-2	3,11	5,10	23,50	100	4,37	6,38	Φ12 c/25	Φ12 c/15
F-2	10,20	11,43	23,50	100	13,40	15,21	Φ16 c/15	Φ16 c/12,5
G-2	2,68	6,25	23,50	100	4,37	7,90	Φ12 c/25	Φ16 c/25
A-3	2,55	1,86	23,50	100	4,37	4,37	Φ12 c/25	Φ12 c/25
B-3	6,65	3,29	23,50	100	8,44	4,37	Φ16 c/20	Φ12 c/25
F-3	3,20	7,33	23,50	100	4,37	9,36	Φ12 c/25	Φ16 c/20
G-3	3,15	6,20	23,50	100	4,37	7,84	Φ12 c/25	Φ16 c/25
I-3	2,40	2,72	23,50	100	4,37	4,37	Φ12 c/25	Φ12 c/25
F-4	1,66	5,10	23,50	100	4,37	6,38	Φ12 c/25	Φ12 c/15
G-4	2,00	5,75	23,50	100	4,37	7,24	Φ12 c/25	Φ12 c/15
I-4	2,50	4,90	23,50	100	4,37	6,12	Φ12 c/25	Φ12 c/15
A-5	2,79	4,20	23,50	100	4,37	5,22	Φ12 c/25	Φ10 c/15
C-5	8,58	12,11	23,50	100	11,09	16,23	Φ16 c/15	Φ16 c/10
D-5	2,60	3,06	23,50	100	4,37	4,37	Φ12 c/25	Φ12 c/25

c) Comprobación a punzonamiento de la losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Se realiza la comprobación de las tensiones en el perímetro crítico de cada columna de la losa con las siguientes consideraciones:





COLUMNAS CENTRALES

$$u_1 = 3\pi d + 2(a_0 + b_0)$$

COLUMNAS MEDIANERAS

$$u_1 = 1,5\pi d + a_0 + 2b_1$$

COLUMNAS ESQUINERAS

$$u_1 = 0,75\pi d + a_1 + b_1$$

COL	DIMENSIONES		Altura del ábaco *[m]*	TIPO	F_{sd} *[ton]*	CUANTÍAS		μ_0 *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{max} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	$\sigma_{sd} < \sigma_{min}$
	a_0	b_0				ρ_x	ρ_y					
A-1	0.30	0.40	0.30	Medianera	13.380	0.002	0.005	2.020	33.13	74.30	46.44	*Cumple*
B-1	0.35	0.45	0.30	Medianera	29.110	0.007	0.004	2.119	68.67	79.07	49.42	*Necesita reforzar*
E-1	0.40	0.45	0.30	Central	34.890	0.007	0.003	4.339	33.03	77.48	48.42	*Cumple*
F-1	0.50	0.50	0.30	Central	41.580	0.007	0.009	4.639	36.81	84.99	53.12	*Cumple*
H-1	0.30	0.45	0.30	Medianera	18.740	0.006	0.005	2.070	45.28	79.48	49.68	*Cumple*
A-2	0.35	0.45	0.30	Medianera	18.510	0.002	0.005	2.119	43.67	74.30	46.44	*Cumple*
B-2	0.50	0.50	0.30	Central	35.950	0.002	0.003	4.639	31.83	72.70	45.44	*Cumple*
F-2	0.50	0.50	0.30	Central	38.880	0.006	0.007	4.639	34.42	81.73	51.08	*Cumple*
G-2	0.50	0.50	0.30	Central	36.080	0.002	0.003	4.639	31.94	72.70	45.44	*Cumple*
A-3	0.35	0.45	0.30	Medianera	19.670	0.002	0.007	2.119	46.40	75.60	47.25	*Cumple*
B-3	0.50	0.50	0.30	Central	37.320	0.004	0.002	4.639	33.04	73.55	45.97	*Cumple*
F-3	0.50	0.50	0.30	Central	36.630	0.002	0.004	4.639	32.43	73.55	45.97	*Cumple*
G-3	0.50	0.50	0.30	Central	32.040	0.005	0.003	4.639	28.37	75.89	47.43	*Cumple*
I-3	0.35	0.45	0.30	Medianera	19.600	0.002	0.005	2.119	46.24	74.30	46.44	*Cumple*
F-4	0.30	0.40	0.30	Esquinera	13.680	0.005	0.007	1.010	72.58	80.47	50.29	*Necesita reforzar*
G-4	0.35	0.45	0.30	Medianera	16.780	0.005	0.003	2.119	39.59	75.89	47.43	*Cumple*
I-4	0.30	0.40	0.30	Esquinera	10.270	0.004	0.006	1.010	54.49	78.19	48.87	*Necesita reforzar*
A-5	0.30	0.45	0.35	Esquinera	16.780	0.005	0.007	1.153	66.18	77.42	48.39	*Necesita reforzar*
C-5	0.40	0.45	0.30	Medianera	26.870	0.010	0.009	2.170	61.93	88.47	55.29	*Necesita reforzar*
D-5	0.30	0.40	0.30	Esquinera	11.370	0.004	0.006	1.010	60.32	78.19	48.87	*Necesita reforzar*

Las secciones críticas que no cumplen la condición deben reforzarse. El cálculo de este refuerzo se muestra:

- Tensión máxima resistente a cortante del hormigón:

$$\tau_{vd} = \tau_{vd} - \tau_{\min}$$

- Cortante a absorber:

$$V_d = \tau_{vd} \cdot \mu_1 \cdot d$$

- Área de acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{V_d \cdot s_t}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{2}}$$

COL	TIPO	μ_0 *[m]*	d *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	V_d *[ton]*	A_{st} *[cm²]*	ARMADURA
B-1	Medianera	2.119	0.30	68.67	49.42	11.43	3.2229	Tipo: CC (9Ø8)
F-4	Esquinera	1.010	0.30	72.58	50.29	6.30	1.7772	Tipo: C (4Ø8)
I-4	Esquinera	1.010	0.30	54.49	48.87	1.59	0.4481	Tipo: C (4Ø8)
A-5	Esquinera	1.153	0.35	66.18	48.39	6.77	1.9084	Tipo: C (4Ø8)
C-5	Medianera	2.170	0.30	61.93	55.29	4.03	1.1369	Tipo: C (6Ø8)
D-5	Esquinera	1.010	0.30	60.32	48.87	3.24	0.9135	Tipo: C (4Ø8)

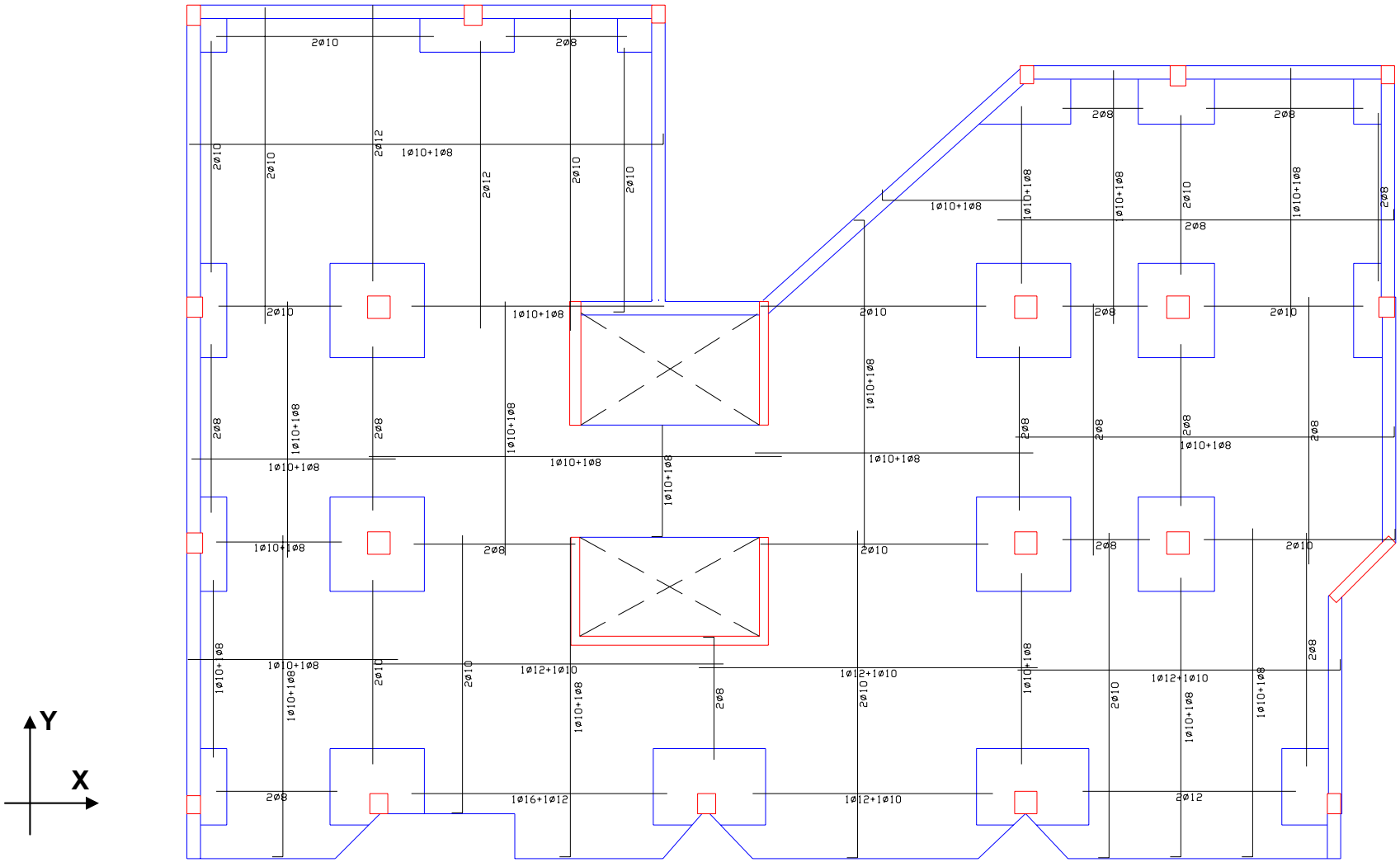


Figura 58 *Armado Positivo de losa con vigas: primer piso*

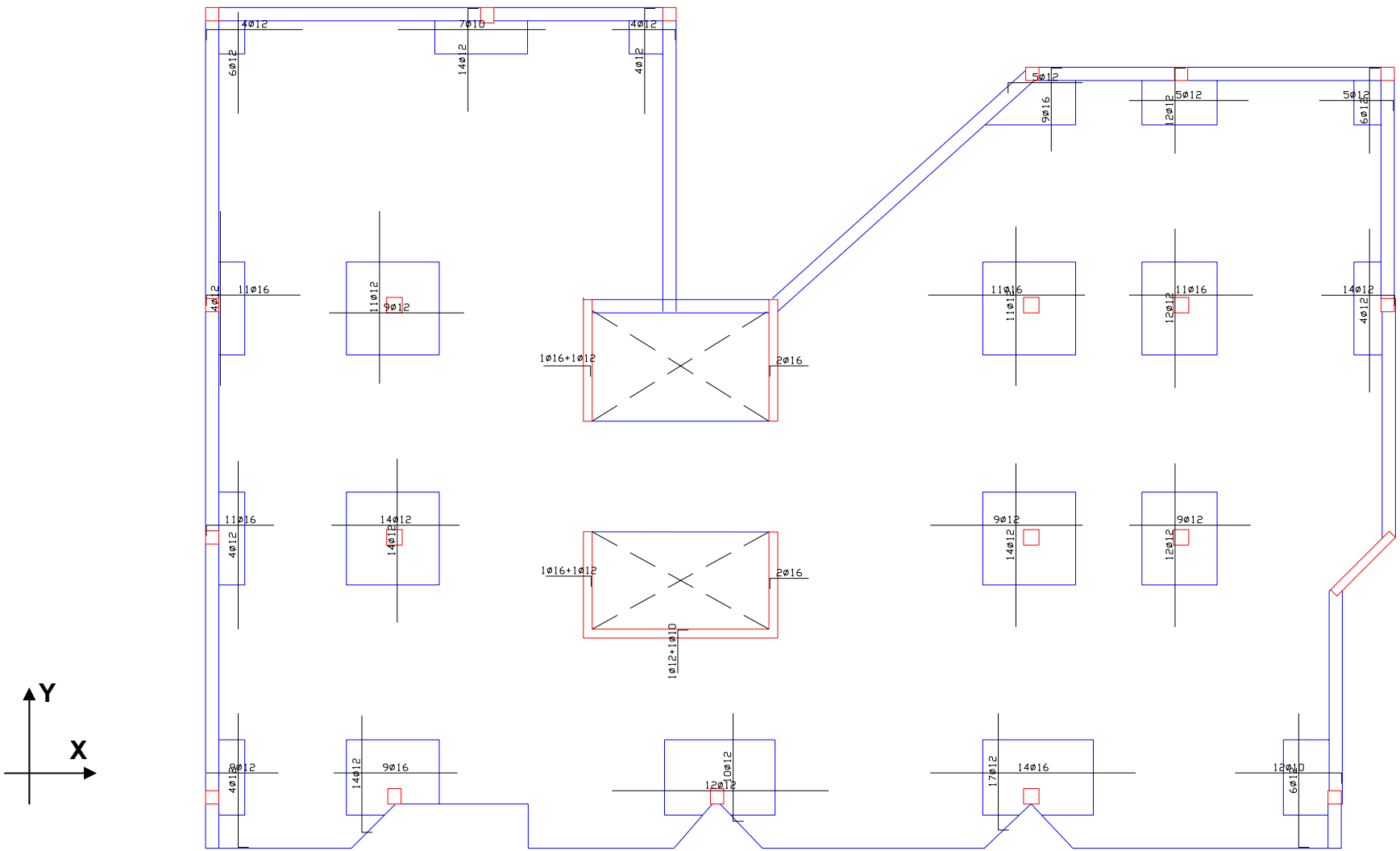


Figura 59 *Armado Negativo de losa sin vigas: primer piso*

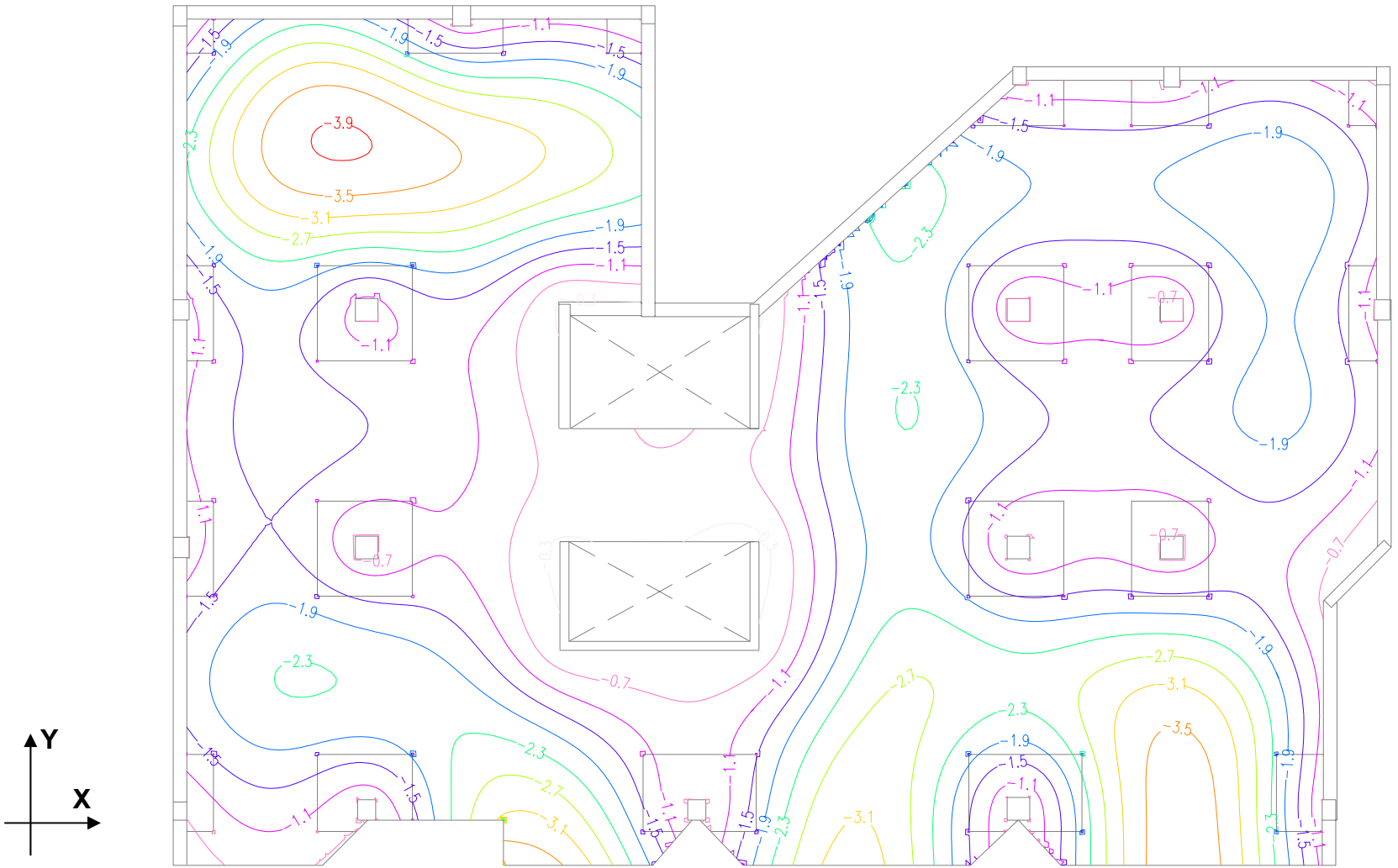
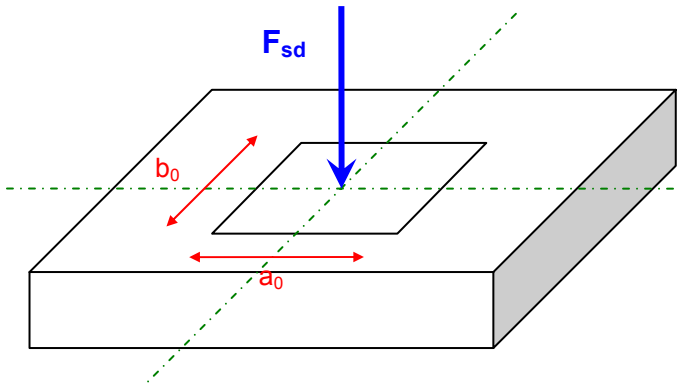


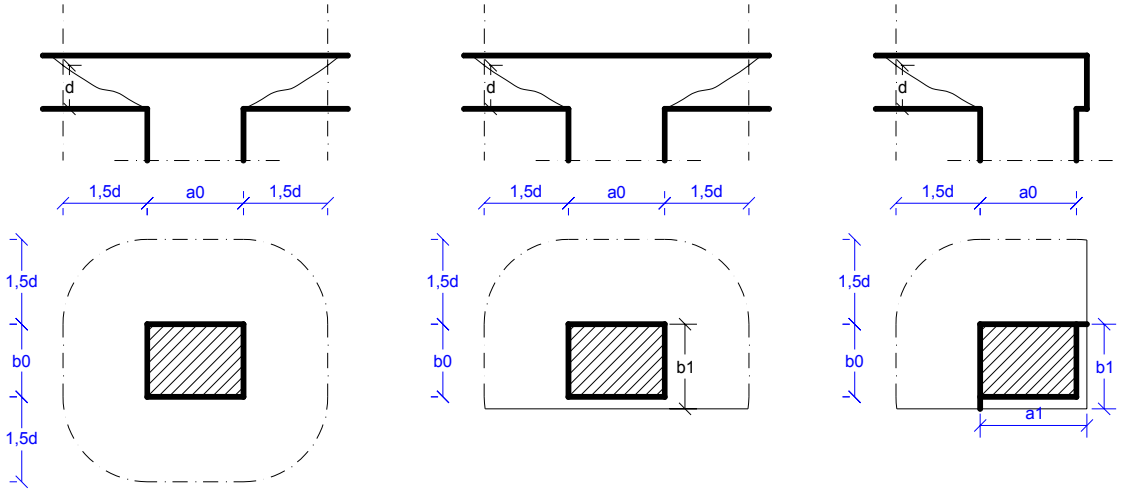
Figura 60 *Desplazamientos verticales losa sin vigas: Planta baja*

UNIDADES: mm

d) Comprobación a punzonamiento de la losa de primer piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Se realiza la comprobación de las tensiones de punzonamiento en el perímetro crítico de cada columna de la losa, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:





COLUMNAS CENTRALES	COLUMNAS MEDIANERAS	COLUMNAS ESQUINERAS
$u_1 = 3\pi d + 2(a_0 + b_0)$	$u_1 = 1,5\pi d + a_0 + 2b_1$	$u_1 = 0,75\pi d + a_1 + b_1$

COL	DIMENSIONES		Altura del ábaco *[m]*	TIPO	F_{sd} *[ton]*	CUANTÍAS		μ_0 *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{max} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	$\sigma_{sd} < \sigma_{min}$
	a_0	b_0				ρ_x	ρ_y					
A-1	0.30	0.30	0.30	Medianera	13.380	0.002	0.005	1.920	34.85	74.30	46.44	*Cumple*
B-1	0.30	0.35	0.30	Medianera	29.110	0.004	0.003	1.970	73.90	74.97	46.86	*Necesita reforzar*
E-1	0.30	0.35	0.30	Central	34.890	0.003	0.002	3.939	36.38	72.70	45.44	*Cumple*
F-1	0.35	0.35	0.30	Central	41.580	0.007	0.003	4.039	42.28	77.48	48.42	*Cumple*
H-1	0.30	0.30	0.30	Medianera	18.740	0.002	0.005	1.920	48.82	74.30	46.44	*Necesita reforzar*
A-2	0.30	0.30	0.30	Medianera	18.510	0.004	0.005	1.920	48.22	77.23	48.27	*Cumple*
B-2	0.35	0.35	0.30	Central	35.950	0.003	0.003	4.039	36.56	73.93	46.21	*Cumple*
F-2	0.35	0.35	0.30	Central	38.880	0.002	0.003	4.039	39.54	72.70	45.44	*Cumple*
G-2	0.35	0.35	0.30	Central	36.080	0.002	0.003	4.039	36.69	72.70	45.44	*Cumple*
A-3	0.30	0.30	0.30	Medianera	19.670	0.004	0.006	1.920	51.24	78.19	48.87	*Necesita reforzar*
B-3	0.35	0.35	0.30	Central	37.320	0.002	0.004	4.039	37.95	73.55	45.97	*Cumple*
F-3	0.35	0.35	0.30	Central	36.630	0.004	0.002	4.039	37.25	73.55	45.97	*Cumple*
G-3	0.35	0.35	0.30	Central	32.040	0.004	0.003	4.039	32.58	74.97	46.86	*Cumple*
I-3	0.30	0.30	0.30	Medianera	19.600	0.003	0.004	1.920	51.06	74.97	46.86	*Necesita reforzar*
F-4	0.30	0.30	0.30	Esquinera	13.680	0.005	0.009	0.960	76.36	82.24	51.40	*Necesita reforzar*
G-4	0.30	0.30	0.30	Medianera	16.780	0.005	0.003	1.920	43.71	75.89	47.43	*Cumple*
I-4	0.30	0.30	0.30	Esquinera	10.270	0.005	0.006	0.960	57.33	79.48	49.68	*Necesita reforzar*
A-5	0.30	0.30	0.35	Esquinera	16.780	0.005	0.008	1.078	70.78	78.30	48.94	*Necesita reforzar*
C-5	0.30	0.35	0.30	Medianera	26.870	0.006	0.003	1.970	68.22	76.72	47.95	*Necesita reforzar*
D-5	0.30	0.30	0.30	Esquinera	11.370	0.005	0.006	0.960	63.47	79.48	49.68	*Necesita reforzar*

Las secciones críticas que no cumplen la condición deben reforzarse. El cálculo de este refuerzo se muestra:

- Tensión máxima resistente a cortante del hormigón:

$$\tau_{vd} = \tau_{vd} - \tau_{\min}$$

- Cortante a absorber:

$$V_d = \tau_{vd} \cdot \mu_1 \cdot d$$

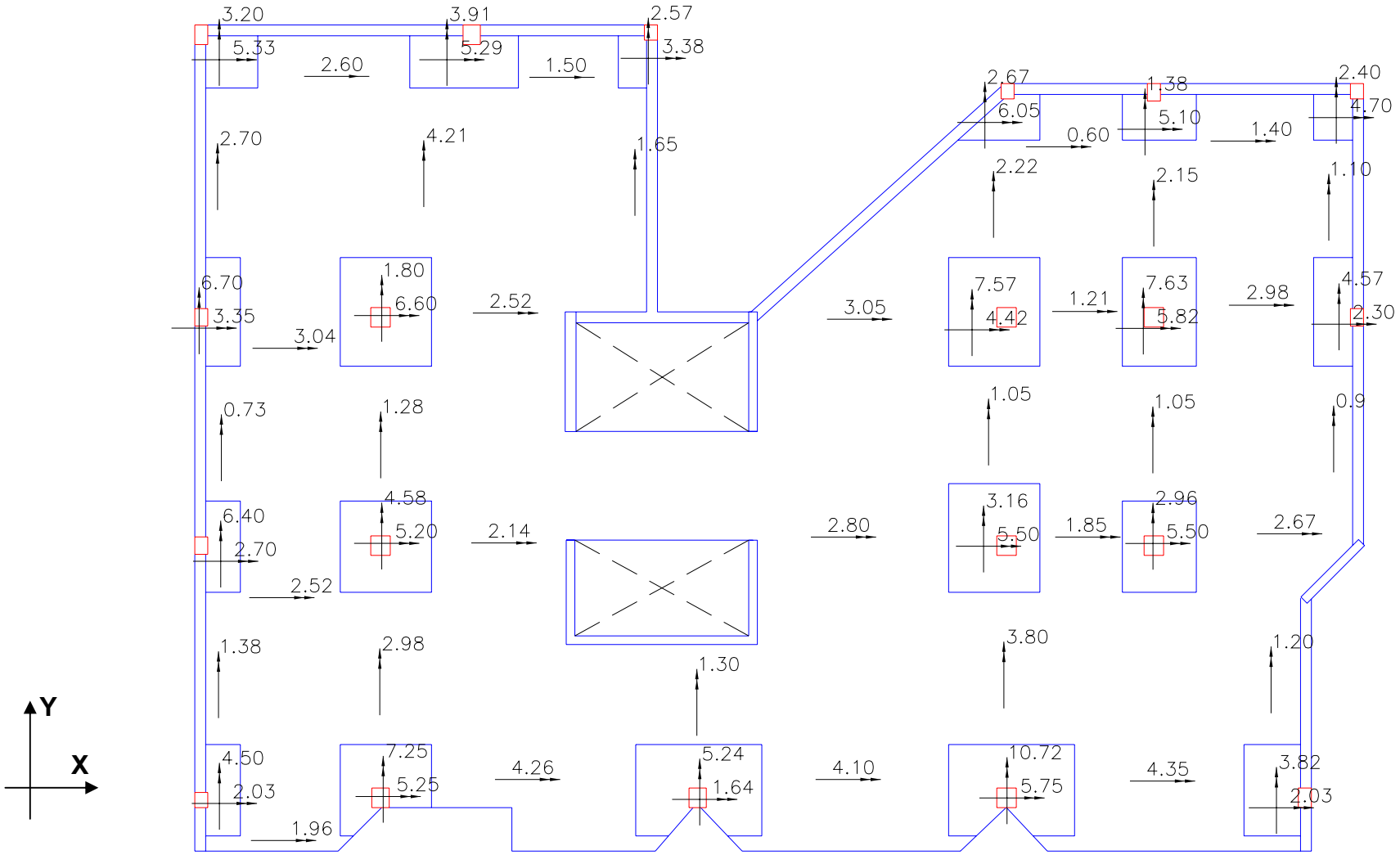
- Área de acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{V_d \cdot s_t}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{2}}$$

COL	TIPO	μ_0 *[m]*	d *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	V_d *[ton]*	A_{st} *[cm²]*	ARMADURA
B-1	Medianera	1.970	0.28	73.90	46.86	14.91	4.2063	Tipo: CC (9Ø8)
H-1	Medianera	1.920	0.28	48.82	46.44	1.28	0.3607	Tipo: C (6Ø8)
A-3	Medianera	1.920	0.28	51.24	48.87	1.27	0.3593	Tipo: C (6Ø8)
I-3	Medianera	1.920	0.28	51.06	46.86	2.26	0.6363	Tipo: C (6Ø8)
F-4	Esquinera	0.960	0.28	76.36	51.40	6.71	1.8917	Tipo: C (4Ø8)
I-4	Esquinera	0.960	0.28	57.33	49.68	2.06	0.5797	Tipo: C (4Ø8)
A-5	Esquinera	1.078	0.33	70.78	48.94	7.77	2.1910	Tipo: CC (6Ø8)
C-5	Medianera	1.970	0.28	68.22	47.95	11.18	3.1523	Tipo: CC (9Ø8)
D-5	Esquinera	0.960	0.28	63.47	49.68	3.71	1.0451	Tipo: C (4Ø8)

5.3.2.2 Losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Figura 61 *Momentos de dimensionamiento: losa sin vigas séptimo piso*



UNIDADES: Ton·m/m

a) Diseño de Armadura positiva losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

- FRANJA A

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,38	0,69	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 2	0,73	0,37	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 3	2,70	1,35	28,5	50	1,36	2 Φ10

- FRANJA B

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,98	1,49	28,5	50	1,50	2 Φ10
TRAMO 2	1,28	0,64	28,5	50	0,98	2 Φ8

- FRANJA C

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	4,21	2,11	28,5	50	2,13	2 Φ12

- FRANJA D

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,65	0,83	28,5	50	0,98	2 Φ8

- FRANJA E

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,30	0,65	28,5	50	0,98	2 Φ8

- FRANJA F

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	3,80	1,90	28,5	50	1,92	2 Φ12
TRAMO 2	1,05	0,53	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 3	2,22	1,11	28,5	50	1,11	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA G

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,05	0,53	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 2	2,15	1,08	28,5	50	1,08	1 Φ8+1 Φ10

- FRANJA H

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,20	0,60	28,5	50	0,98	2 Φ8

- FRANJA I

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	0,90	0,45	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 2	1,10	0,55	28,5	50	0,98	2 Φ8

- FRANJA 1

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	1,96	0,98	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 2	4,26	2,13	28,5	50	2,16	2 Φ12
TRAMO 3	4,10	2,05	28,5	50	2,08	2 Φ12
TRAMO 4	4,35	2,18	28,5	50	2,20	2 Φ12

- FRANJA 2

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,52	1,26	28,5	50	1,26	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 2	2,14	1,07	28,5	50	1,07	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 3	2,80	1,40	28,5	50	1,41	2 Φ10
TRAMO 4	1,85	0,93	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 5	2,67	1,34	28,5	50	1,34	2 Φ10

- FRANJA 3

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	3,04	1,52	28,5	50	1,53	2 Φ10
TRAMO 2	2,52	1,26	28,5	50	1,26	1 Φ8+1 Φ10
TRAMO 3	3,05	1,53	28,5	50	1,53	2 Φ10
TRAMO 4	1,21	0,61	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 5	2,98	1,49	28,5	50	1,50	2 Φ10

- FRANJA 4

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	0,60	0,30	28,5	50	0,98	2 Φ8
TRAMO 2	1,40	0,70	28,5	50	0,98	2 Φ8

- FRANJA 5

	Mu *[Ton/m]*	**Mu** **por nervio**	**d** *[cm]*	**b** *[cm]*	**As** *[cm^2]*	**ARMADURA**
TRAMO 1	2,60	1,30	28,5	50	1,30	2 Φ10
TRAMO 2	1,50	0,75	28,5	50	0,98	2 Φ8

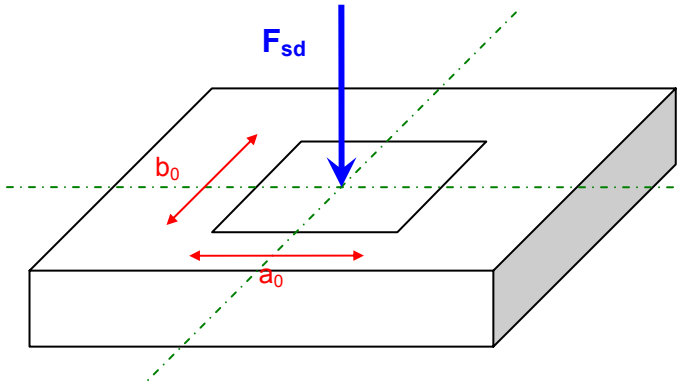
b) Diseño de Armadura negativa losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

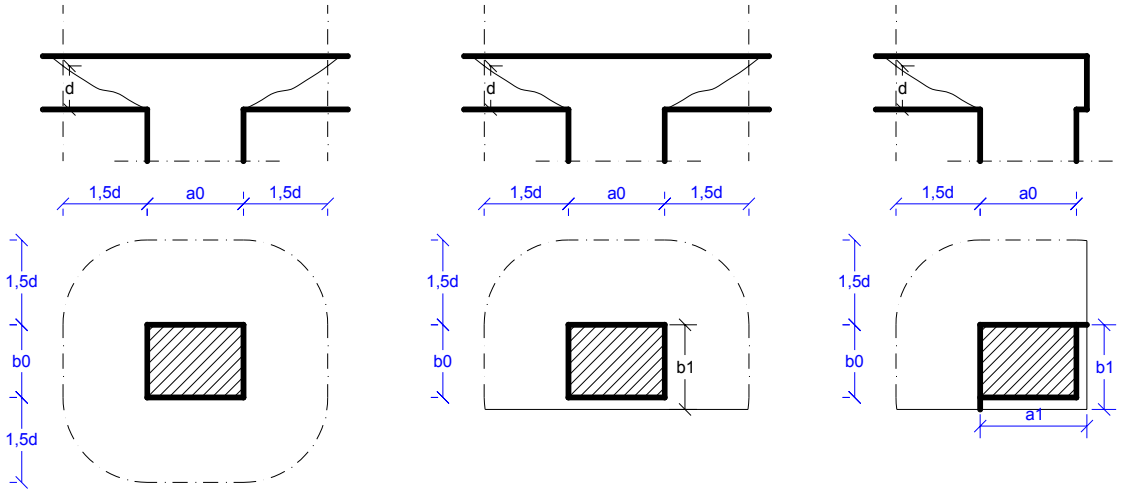
El diseño realizado se resume en la siguiente tabla:

:

	M_{ux} *[Ton·m/m]*	M_{uy} *[Ton·m/m]*	d *[cm]*	b *[cm]*	As_x *[cm^2·m]*	As_y *[cm^2·m]*	ARMADURA EN x	ARMADURA EN y
A-1	4,50	2,03	23,50	100	5,60	4,37	Φ12 c/20	Φ12 c/25
B-1	7,25	5,25	23,50	100	9,25	6,58	Φ16 c/20	Φ12 c/15
E-1	5,24	1,64	23,50	100	6,57	4,37	Φ12 c/15	Φ12 c/25
F-1	10,72	5,75	23,50	100	14,16	7,24	Φ16 c/12,5	Φ12 c/15
H-1	3,82	2,03	23,50	100	4,73	4,37	Φ10 c/15	Φ12 c/25
A-2	6,40	2,70	23,50	100	8,10	4,37	Φ16 c/20	Φ12 c/25
B-2	4,58	5,20	23,50	100	5,71	6,51	Φ12 c/15	Φ12 c/15
F-2	3,16	5,50	23,50	100	4,37	6,91	Φ12 c/25	Φ12 c/15
G-2	2,96	5,50	23,50	100	4,37	6,91	Φ12 c/25	Φ12 c/15
A-3	6,70	3,35	23,50	100	8,51	4,37	Φ16 c/20	Φ12 c/25
B-3	1,80	6,60	23,50	100	4,37	8,37	Φ12 c/25	Φ16 c/20
F-3	7,57	4,42	23,50	100	9,69	5,50	Φ16 c/20	Φ12 c/20
G-3	7,63	5,82	23,50	100	9,77	7,33	Φ16 c/20	Φ12 c/15
I-3	4,57	2,30	23,50	100	5,69	4,37	Φ12 c/15	Φ12 c/25
F-4	2,67	6,05	23,50	100	4,37	7,64	Φ12 c/25	Φ16 c/25
G-4	1,38	5,10	23,50	100	4,37	6,38	Φ12 c/25	Φ12 c/15
I-4	2,40	4,70	23,50	100	4,37	5,86	Φ12 c/25	Φ12 c/15
A-5	3,20	5,33	23,50	100	4,37	6,68	Φ12 c/25	Φ12 c/15
C-5	3,91	5,29	23,50	100	4,84	6,63	Φ10 c/15	Φ12 c/15
D-5	2,57	3,38	23,50	100	4,37	4,37	Φ12 c/25	Φ12 c/25

c) Comprobación a punzonamiento de la losa de séptimo piso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2





COLUMNAS CENTRALES

$$u_1 = 3\pi d + 2\left(a_0 + b_0\right)$$

COLUMNAS MEDIANERAS

$$u_1 = 1,5\pi d + a_0 + 2b_1$$

COLUMNAS ESQUINERAS

$$u_1 = 0,75\pi d + a_1 + b_1$$

COL	DIMENSIONES		Altura del ábaco *[m]*	TIPO	F_{sd} *[ton]*	CUANTÍAS		μ_0 *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{max} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	$\tau_{sd} < \tau_{min}$
	a_0	b_0				ρ_x	ρ_y					
A-1	0.30	0.30	0.30	Medianera	13.380	0.002	0.005	1.920	34.85	74.30	46.44	*Cumple*
B-1	0.30	0.35	0.30	Medianera	29.110	0.004	0.003	1.970	73.90	74.97	46.86	*Necesita reforzar*
E-1	0.30	0.35	0.30	Central	34.890	0.003	0.002	3.939	36.38	72.70	45.44	*Cumple*
F-1	0.35	0.35	0.30	Central	41.580	0.007	0.003	4.039	42.28	77.48	48.42	*Cumple*
H-1	0.30	0.30	0.30	Medianera	18.740	0.002	0.005	1.920	48.82	74.30	46.44	*Necesita reforzar*
A-2	0.30	0.30	0.30	Medianera	18.510	0.004	0.005	1.920	48.22	77.23	48.27	*Cumple*
B-2	0.35	0.35	0.30	Central	35.950	0.003	0.003	4.039	36.56	73.93	46.21	*Cumple*
F-2	0.35	0.35	0.30	Central	38.880	0.002	0.003	4.039	39.54	72.70	45.44	*Cumple*
G-2	0.35	0.35	0.30	Central	36.080	0.002	0.003	4.039	36.69	72.70	45.44	*Cumple*
A-3	0.30	0.30	0.30	Medianera	19.670	0.004	0.006	1.920	51.24	78.19	48.87	*Necesita reforzar*
B-3	0.35	0.35	0.30	Central	37.320	0.002	0.004	4.039	37.95	73.55	45.97	*Cumple*
F-3	0.35	0.35	0.30	Central	36.630	0.004	0.002	4.039	37.25	73.55	45.97	*Cumple*
G-3	0.35	0.35	0.30	Central	32.040	0.004	0.003	4.039	32.58	74.97	46.86	*Cumple*
I-3	0.30	0.30	0.30	Medianera	19.600	0.003	0.004	1.920	51.06	74.97	46.86	*Necesita reforzar*
F-4	0.30	0.30	0.30	Esquinera	13.680	0.005	0.009	0.960	76.36	82.24	51.40	*Necesita reforzar*
G-4	0.30	0.30	0.30	Medianera	16.780	0.005	0.003	1.920	43.71	75.89	47.43	*Cumple*
I-4	0.30	0.30	0.30	Esquinera	10.270	0.005	0.006	0.960	57.33	79.48	49.68	*Necesita reforzar*
A-5	0.30	0.30	0.35	Esquinera	16.780	0.005	0.008	1.078	70.78	78.30	48.94	*Necesita reforzar*
C-5	0.30	0.35	0.30	Medianera	26.870	0.006	0.003	1.970	68.22	76.72	47.95	*Necesita reforzar*
D-5	0.30	0.30	0.30	Esquinera	11.370	0.005	0.006	0.960	63.47	79.48	49.68	*Necesita reforzar*

Las secciones críticas que no cumplen la condición deben reforzarse.

- Tensión máxima resistente a cortante del hormigón:

$$\tau_{vd} = \tau_{vd} - \tau_{\min}$$

- Cortante a absorber:

$$V_d = \tau_{vd} \cdot \mu_1 \cdot d$$

- Área de acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{V_d \cdot s_t}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \sqrt{2}}$$

COL	TIPO	μ_0 *[m]*	d *[m]*	τ_{sd} *[ton/m²]*	τ_{min} *[ton/m²]*	V_d *[ton]*	A_{st} *[cm²]*	ARMADURA
B-1	Medianera	1.970	0.30	73.90	46.86	14.91	4.2063	Tipo: CC (9Ø8)
H-1	Medianera	1.920	0.30	48.82	46.44	1.28	0.3607	Tipo: C (6Ø8)
A-3	Medianera	1.920	0.30	51.24	48.87	1.27	0.3593	Tipo: C (6Ø8)
I-3	Medianera	1.920	0.30	51.06	46.86	2.26	0.6363	Tipo: C (6Ø8)
F-4	Esquinera	0.960	0.30	76.36	51.40	6.71	1.8917	Tipo: C (4Ø8)
I-4	Esquinera	0.960	0.30	57.33	49.68	2.06	0.5797	Tipo: C (4Ø8)
A-5	Esquinera	1.078	0.35	70.78	48.94	7.77	2.1910	Tipo: CC (6Ø8)
C-5	Medianera	1.970	0.30	68.22	47.95	11.18	3.1523	Tipo: CC (9Ø8)
D-5	Esquinera	0.960	0.30	63.47	49.68	3.71	1.0451	Tipo: C (4Ø8)

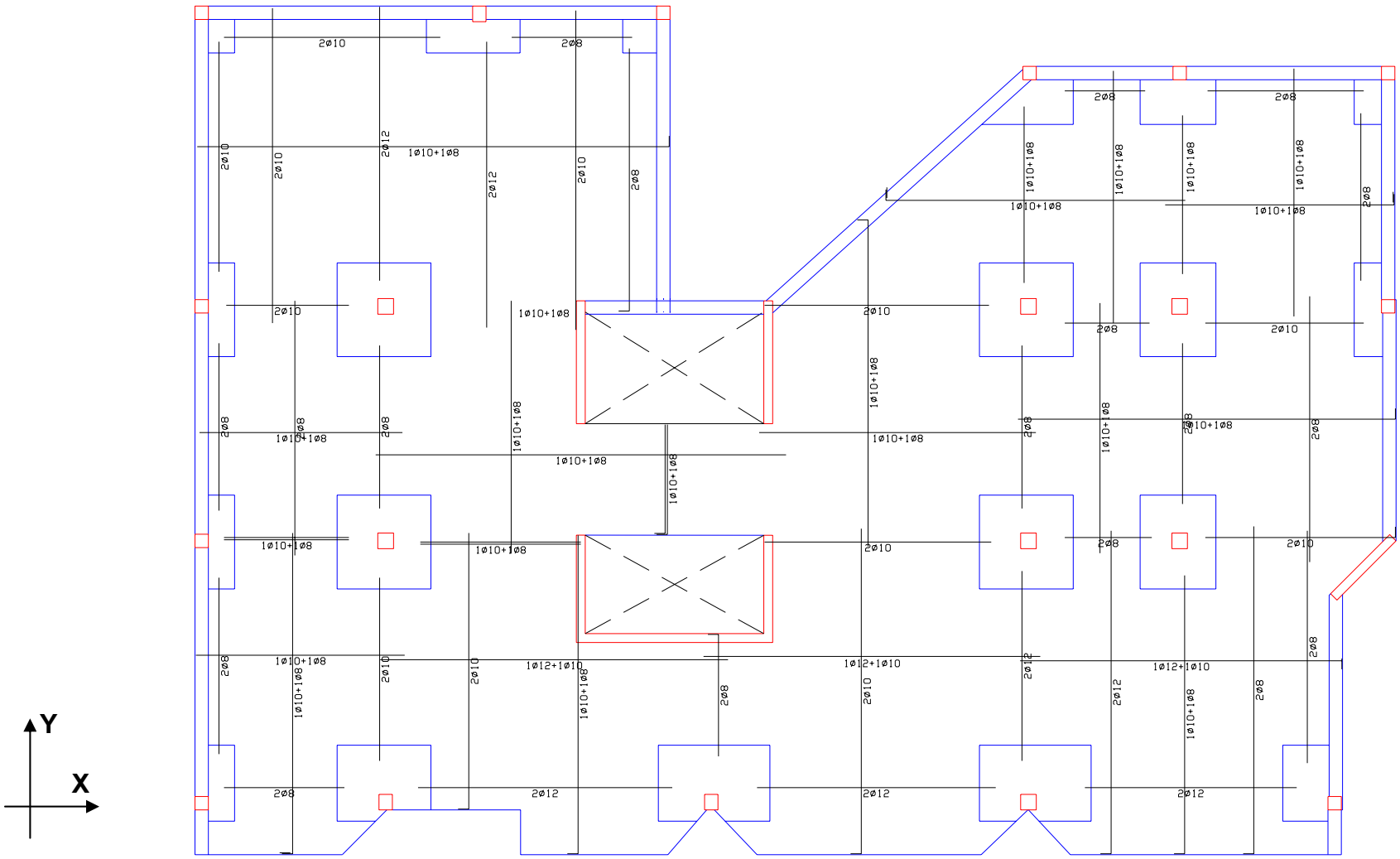


Figura 62 *Armado Positivo de losa con vigas: primer piso*

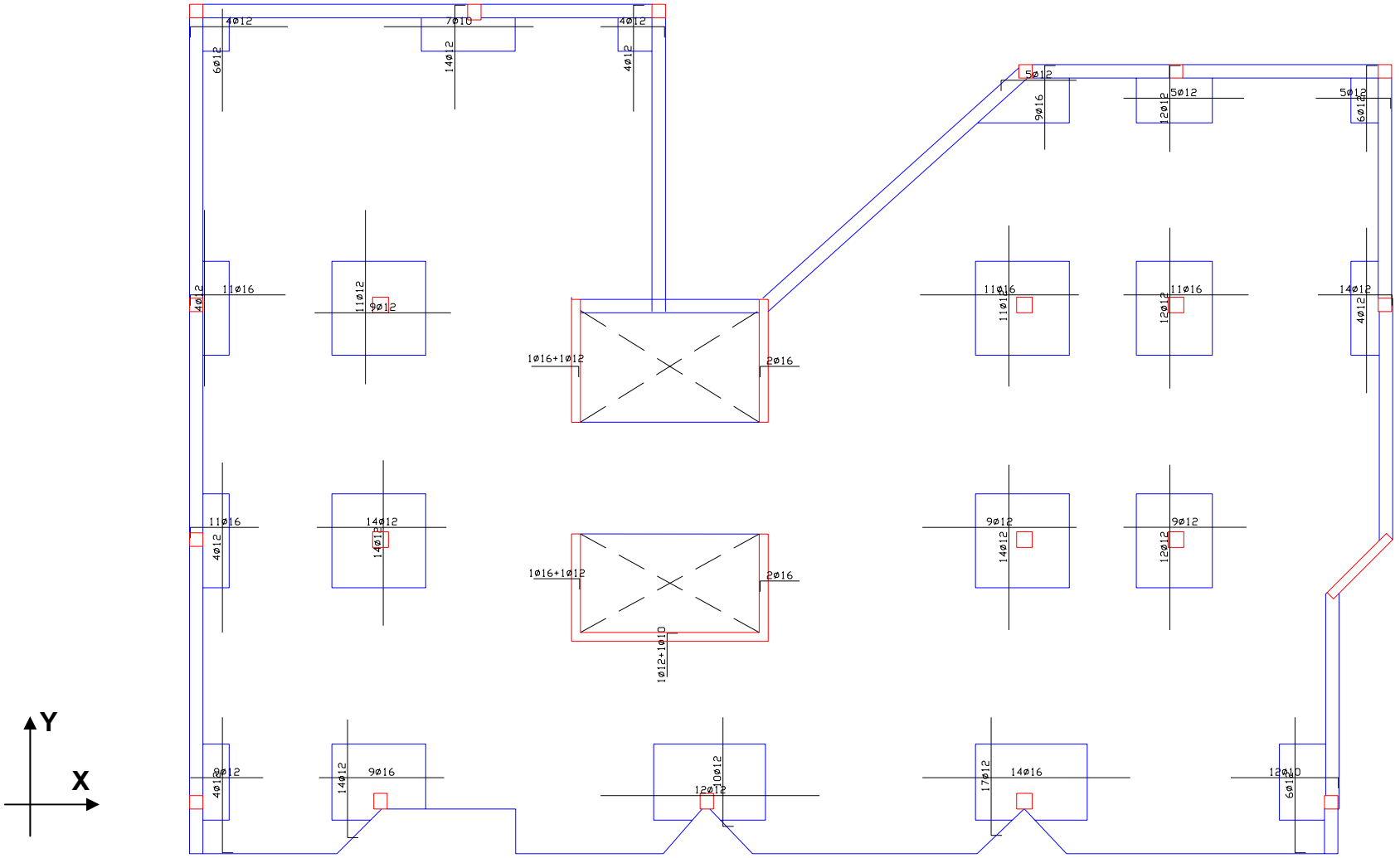


Figura 63 *Armado Negativo de losa sin vigas: séptimo piso*

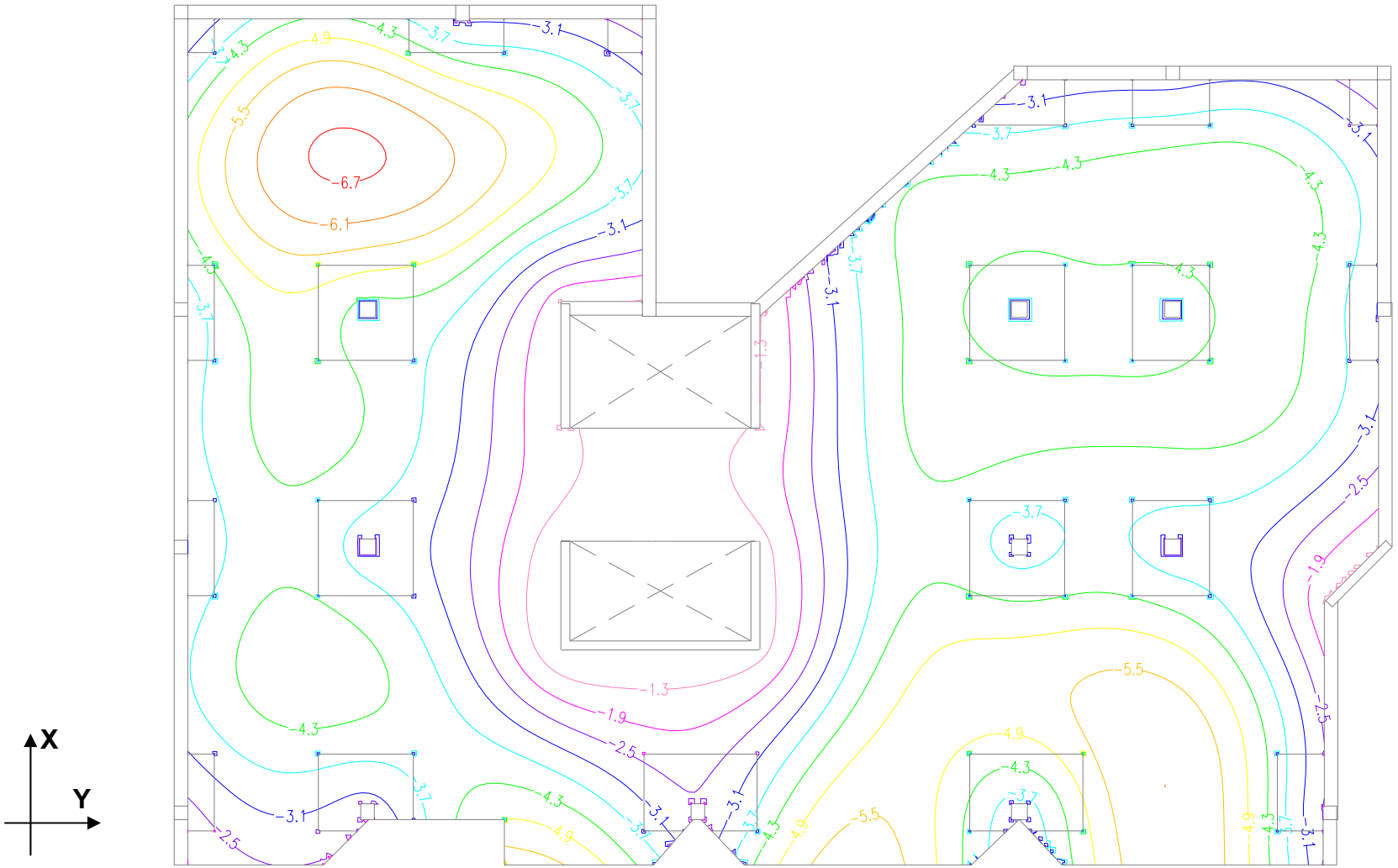


Figura 64 *Desplazamientos verticales losa sin vigas: séptimo piso*

UNIDADES: mm

5.3.3 Columnas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Se obtuvieron los resultados finales que se presentan en tablas a continuación.

Para la correcta interpretación de datos se describe a continuación una pequeña explicación de las tablas.

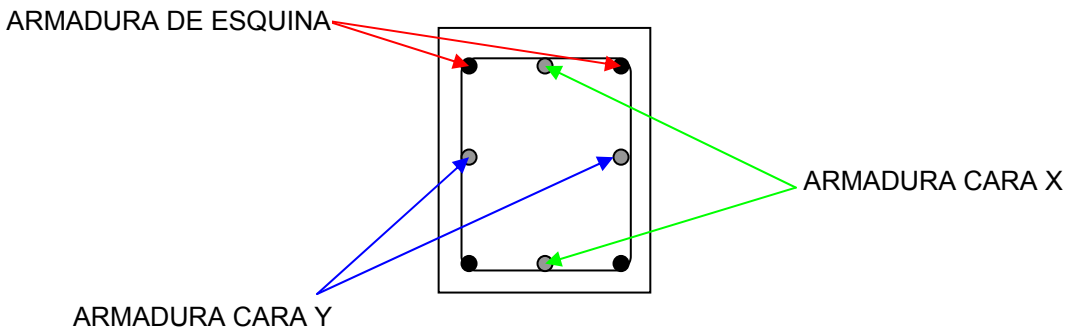
PISO	DIMENSIÓN *[m]*	ALTURA DE CÁLCULO	ESFUERZOS			ARMADURAS			ESTRI-BOS	$\frac{A_S}{A_C}\%$
		h	*N*	*Mx*	*My*	*Esqui-nas*	*Cara x*	*Cara y*		

Donde,

h → *Altura del tramo de columna sin arrostramiento en (m)*

ESFUERZOS, *Esfuerzos pésimos, correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones.* Incluye la amplificación de esfuerzos debidos a los efectos de segundo orden y excentricidad adicional por pandeo, en $(Tn),(Tn{\cdot}m),(Tn{\cdot}m)$

ARMADURAS, *Se describe a continuación*

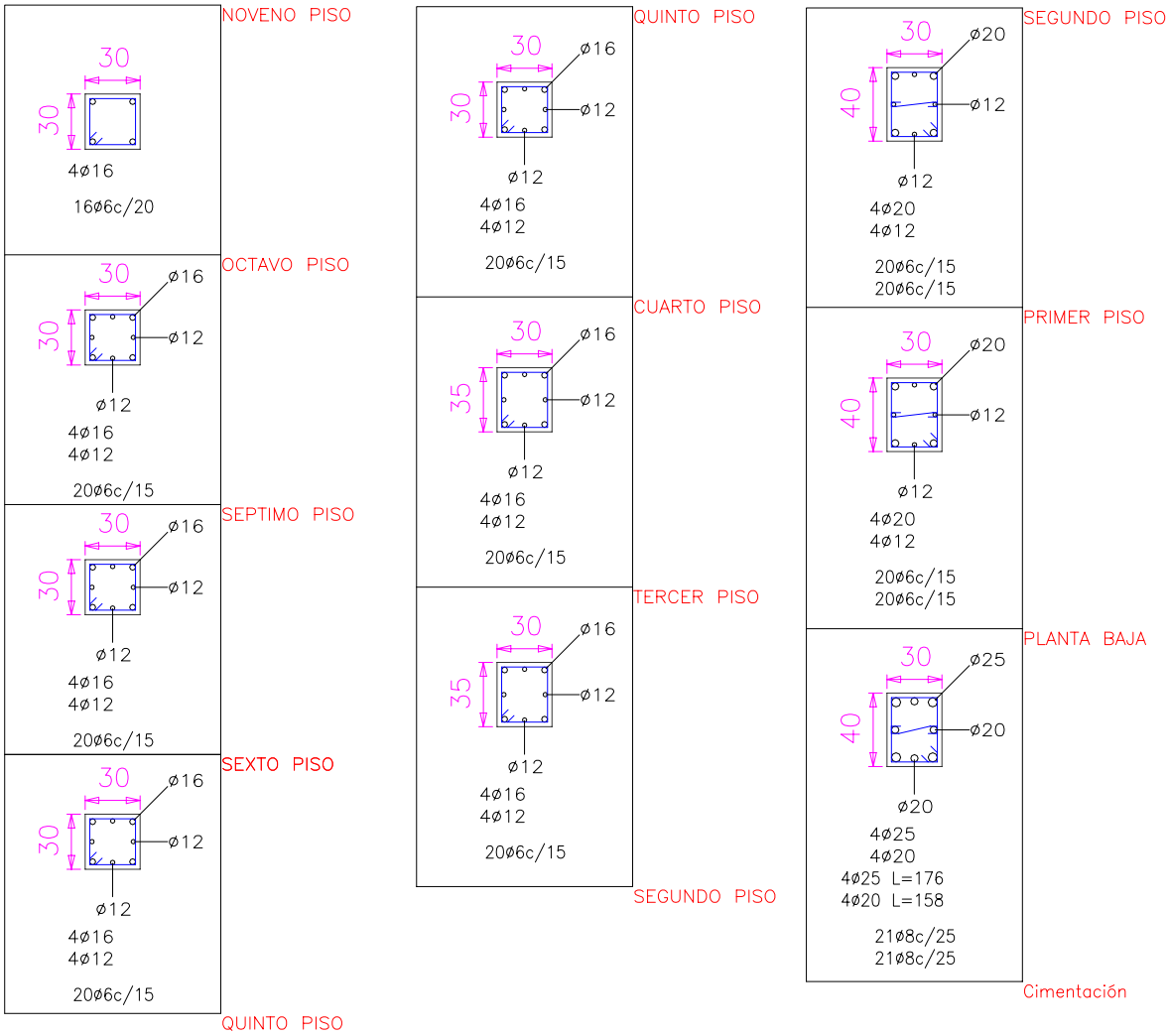


ESTRIBOS → *Se indica solamente el estribo perimetral dispuesto .La separación está indicada en centímetros (cm)*

$\frac{A_S}{A_C}\%$ → *Cuantía geométrica*

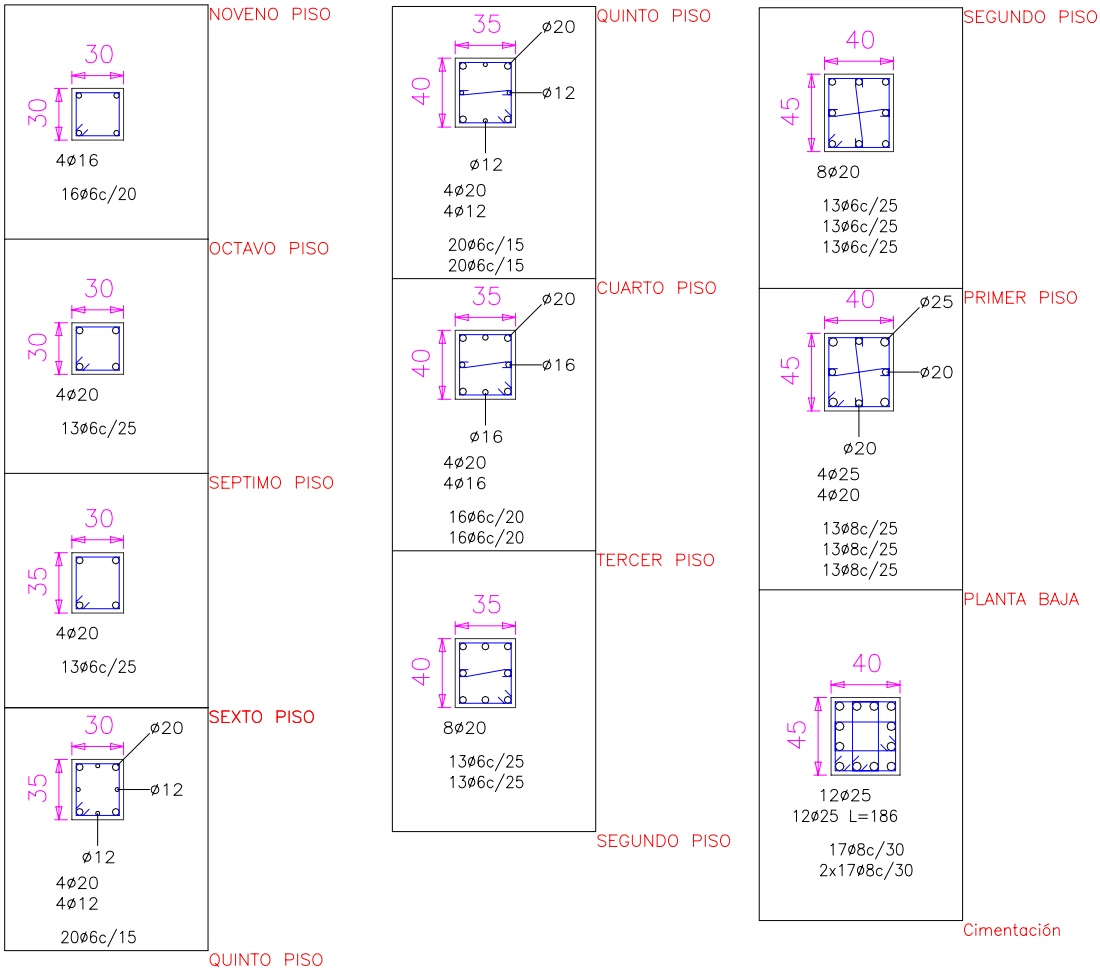
5.3.3.1 Columnas TIPO 1: A-1, F-4, I-4, D-5

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.30x0.30	2.80	8.65	1.74	2.12	4Ø16	Ø6c/20	0.89
9	0.30x0.30	2.80	22.51	2.60	3.47	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.40
8	0.30x0.30	2.80	37.93	2.54	3.33	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.40
7	0.30x0.30	2.80	51.79	2.71	3.55	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.40
6	0.30x0.30	2.80	66.89	2.82	3.62	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.40
5	0.30x0.35	2.80	66.89	2.82	3.62	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.20
4	0.30x0.35	2.80	94.64	3.07	3.32	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.20
3	0.30x0.40	2.80	94.98	3.30	2.86	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.42
2	0.30x0.40	2.80	123.90	3.95	3.36	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.49
1	0.30x0.40	4.85	136.41	7.16	4.88	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	2.68



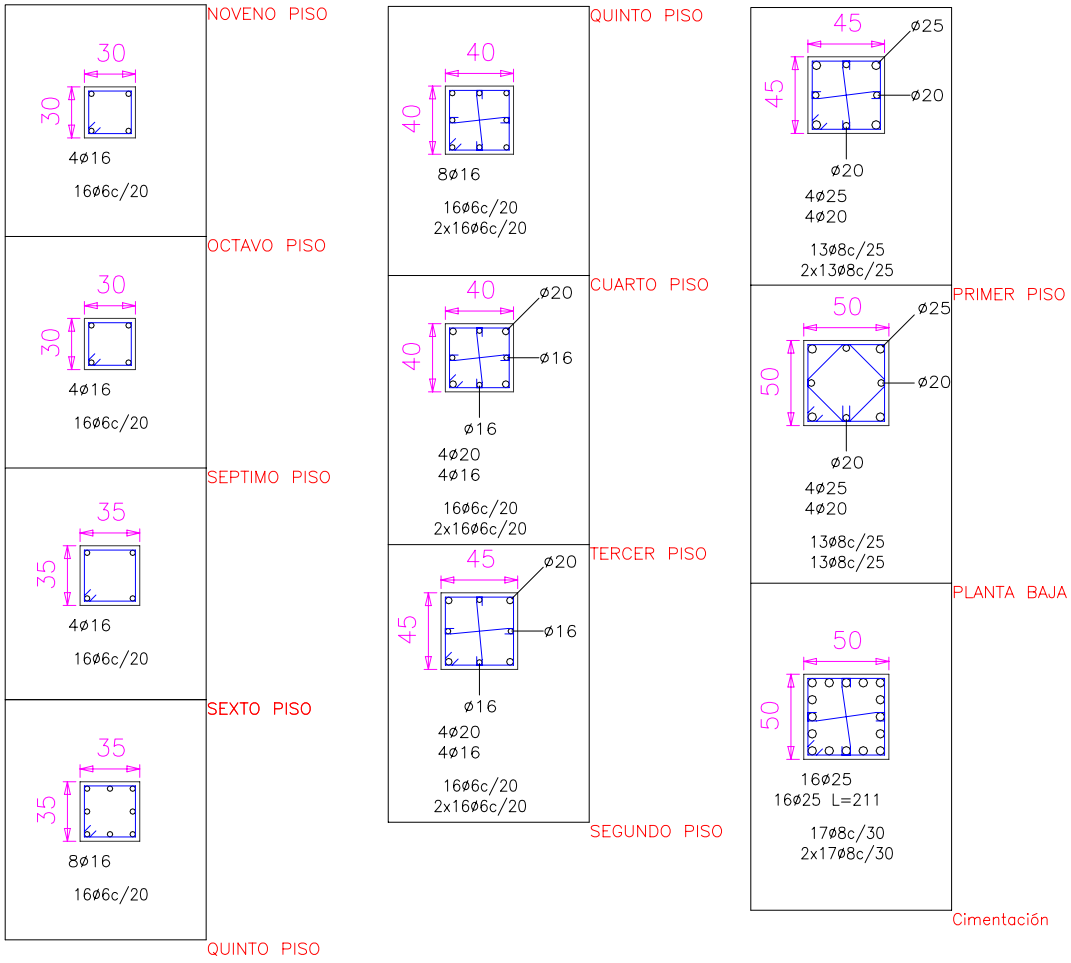
5.3.3.2 Columnas TIPO 2: B-1, C-5, E-1

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Dimensión [m] x [m] ESQUINA +CARA X+CARA Y	ALTURA DE CÁLCULO	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.30x0.30	2.80	14.74	0.61	2.32	4Ø16	Ø6c/20	0.89
9	0.30x0.30	2.80	39.05	1.27	3.81	4Ø20	Ø6c/25	1.40
8	0.30x0.35	2.80	65.83	1.74	4.63	4Ø20	Ø6c/25	1.20
7	0.30x0.35	2.80	91.11	2.07	4.56	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.63
6	0.35x0.40	2.80	91.99	2.09	3.93	4Ø20+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.22
5	0.35x0.40	2.80	146.75	2.59	4.85	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.47
4	0.35x0.40	2.80	174.24	5.30	3.10	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.80
3	0.40x0.45	2.80	174.24	5.30	3.10	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.40
2	0.40x0.45	2.80	231.27	1.51	6.65	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.79
1	0.40x0.45	5.03	256.65	11.72	8.93	4Ø25+ 4Ø25+4Ø25	Ø8c/30	3.27



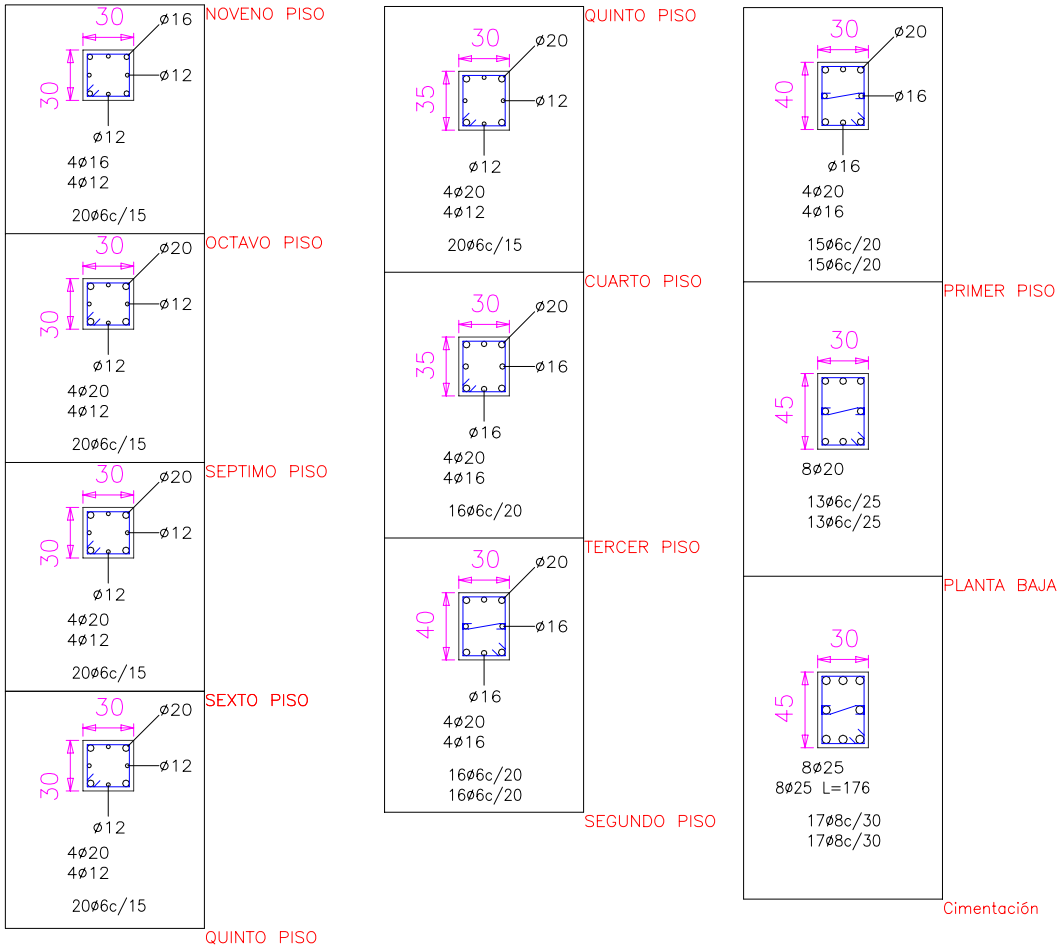
5.3.3.3 Columnas TIPO 3: F-1, F-2

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.30x0.30	2.80	23.11	0.62	2.73	4Ø16	Ø6c/20	0.89
9	0.30x0.30	2.80	60.65	1.28	4.54	4Ø16	Ø6c/20	0.89
8	0.35x0.35	2.80	101.17	2.11	5.90	4Ø16	Ø6c/20	0.66
7	0.35x0.35	2.80	139.97	2.26	5.81	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.31
6	0.40x0.40	2.80	140.97	2.28	4.87	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.01
5	0.40x0.40	2.80	221.26	0.80	5.09	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.29
4	0.45x0.45	2.80	222.58	0.80	4.45	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.02
3	0.45x0.45	2.80	305.97	0.62	6.88	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.59
2	0.50x0.50	2.80	305.97	0.62	6.88	4Ø25+ 2Ø20+2Ø20	Ø8c/25	1.29
1	0.50x0.50	5.15	393.39	8.89	18.24	4Ø25+ 6Ø25+6Ø25	Ø8c/30	3.14



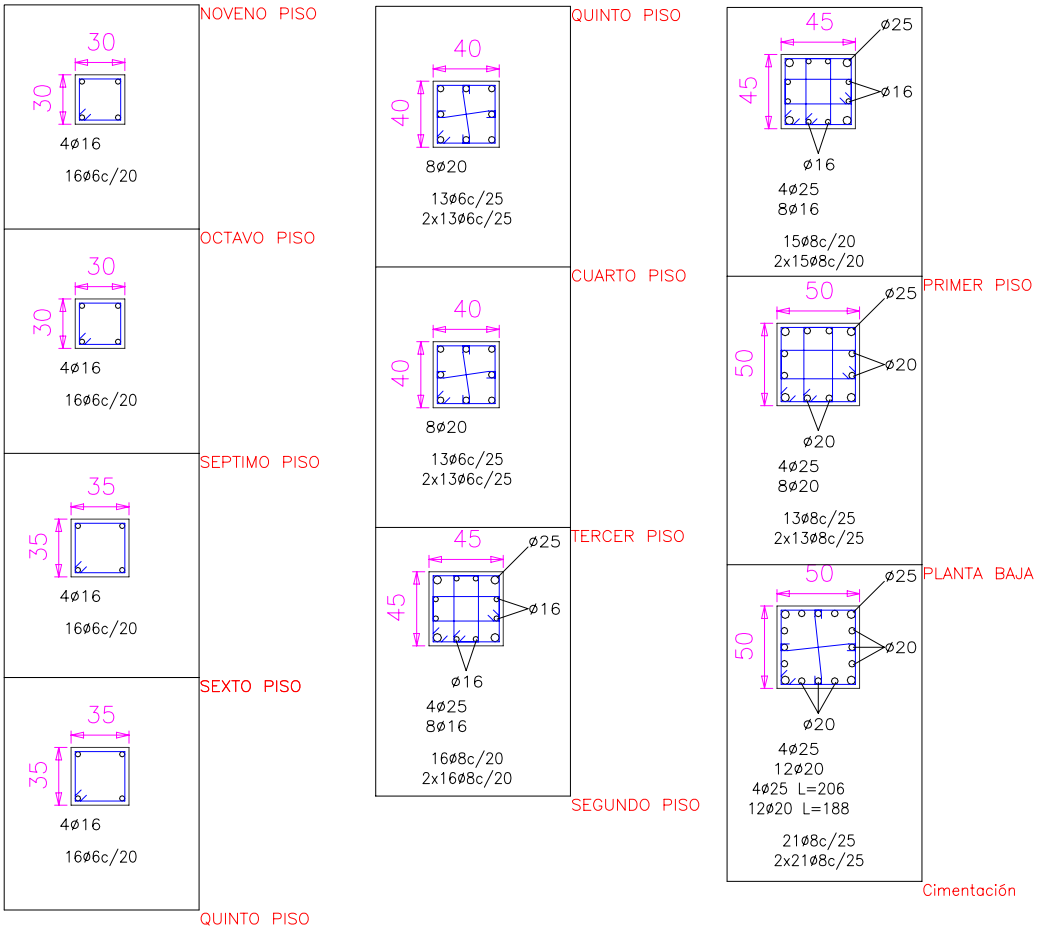
5.3.3.4 Columnas TIPO 4: A-5, H-1

Pl	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA	+CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.30x0.30	2.80	9.93	2.93	3.95	4Ø16+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.89
9	0.30x0.30	2.80	26.82	4.74	6.02	4Ø20+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.89
8	0.30x0.30	2.80	45.31	4.54	5.79	4Ø20+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	0.89
7	0.30x0.30	2.80	62.14	4.74	5.71	4Ø20+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.40
6	0.30x0.35	2.80	80.84	5.16	6.52	4Ø20+	2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.0
5	0.30x0.35	2.80	97.70	5.28	6.20	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.96
4	0.30x0.40	2.80	98.53	5.19	5.52	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.72
3	0.30x0.40	2.80	133.43	5.72	5.23	4Ø20+	2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	2.31
2	0.30x0.45	2.80	152.59	7.24	7.24	4Ø20+	2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.76
1	0.30x0.45	4.88	168.59	8.90	7.07	4Ø25+	2Ø25+2Ø25	Ø8c/30	2.49



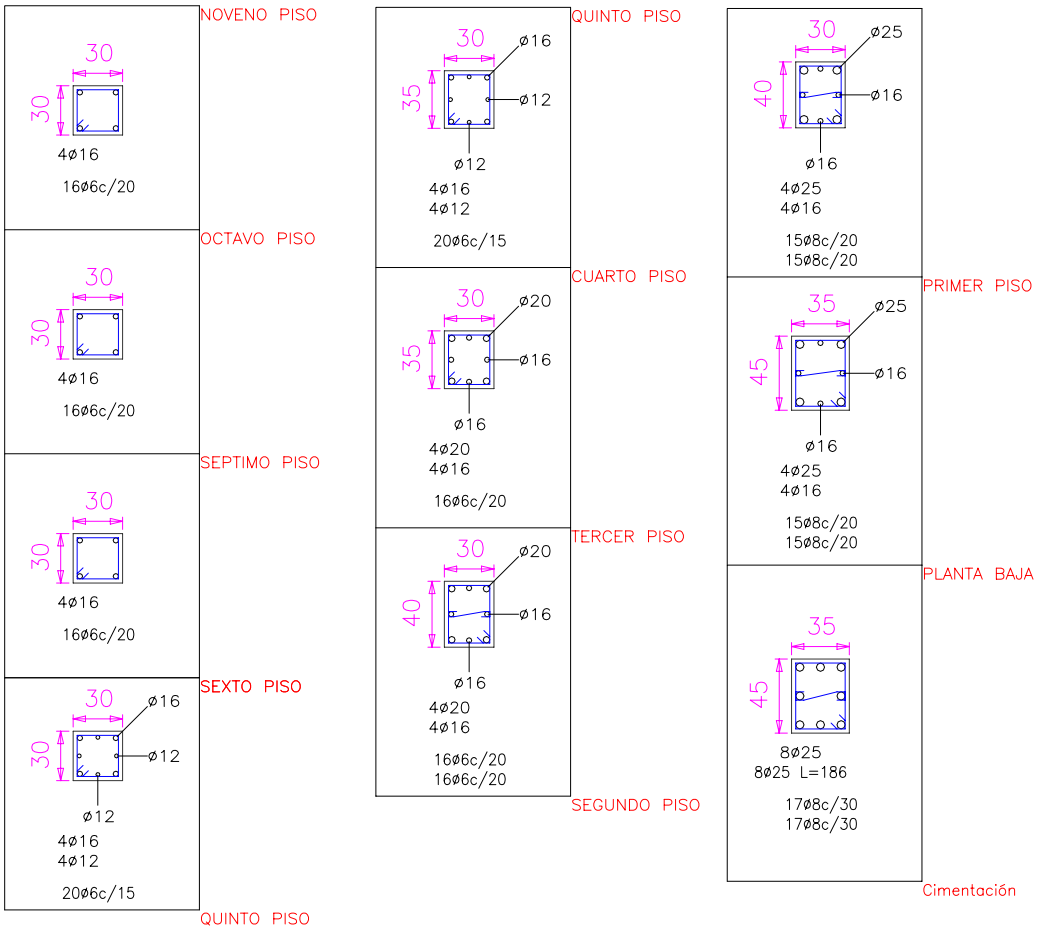
5.3.3.5 Columnas TIPO 5: B-2, G-2, B-3, F-3, G-3

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	Mx [Ton·m]	My [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}\%$
10	0.30x0.30	2.80	16.98	1.24	0.89	4Ø16	Ø6c/20	0.89
9	0.30x0.30	2.80	46.25	2.17	1.64	4Ø16	Ø6c/20	0.89
8	0.35x0.35	2.80	47.02	2.10	1.57	4Ø16	Ø6c/20	0.66
7	0.35x0.35	2.80	109.11	3.32	1.46	4Ø16	Ø6c/20	0.66
6	0.40x0.40	2.80	141.51	2.83	0.37	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.57
5	0.40x0.40	2.80	174.66	3.49	0.40	4Ø20+ 2Ø20+2Ø20	Ø6c/25	1.57
4	0.45x0.45	2.80	209.42	4.71	0.43	4Ø25+ 4Ø16+4Ø16	Ø8c/20	1.76
3	0.45x0.45	2.80	244.41	0.37	5.50	4Ø25+ 4Ø16+4Ø16	Ø8c/20	1.76
2	0.50x0.50	2.80	244.41	0.37	5.50	4Ø25+ 4Ø20+4Ø20	Ø8c/25	1.79
1	0.50x0.50	5.10	320.16	14.71	6.70	4Ø25+ 6Ø20+6Ø20	Ø8c/25	2.29



5.3.3.6 Columnas TIPO 6: A-2, A-3, G-4, I-3

PI	Dimensión [m] x [m]	ALTURA DE CÁLCULO H [m]	ESFUERZOS N [Ton]	M_x [Ton·m]	M_y [Ton·m]	Armaduras ESQUINA +CARA X+CARA Y	Estribos	$\frac{A_S}{A_C}$ %
10	0.30x0.30	2.80	13.88	2.15	1.23	4Ø16	Ø6c/20	0.89
9	0.30x0.30	2.80	34.28	3.33	1.98	4Ø16	Ø6c/20	0.89
8	0.30x0.30	2.80	55.96	3.30	2.13	4Ø16	Ø6c/20	0.89
7	0.30x0.30	2.80	76.69	3.48	2.46	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.40
6	0.30x0.35	2.80	76.69	3.48	2.46	4Ø16+ 2Ø12+2Ø12	Ø6c/15	1.20
5	0.30x0.35	2.80	117.40	4.08	3.00	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.96
4	0.30x0.40	2.80	117.40	4.08	3.00	4Ø20+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	1.72
3	0.30x0.40	2.80	157.10	5.47	1.68	4Ø25+ 2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	1.72
2	0.35x0.45	2.80	157.10	5.47	1.68	4Ø25+ 2Ø16+2Ø16	Ø8c/20	1.86
1	0.35x0.45	4.92	194.77	9.43	5.30	4Ø25+ 2Ø25+2Ø25	Ø8c/30	2.91



5.3.4 Muros Pantalla de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Tabla 46 *Armado de MURO MD*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.2 m	Ø16c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 47 *Armado de MURO ME*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.25 m	Ø20c/20 cm	Ø12c/20 cm
PLANTA 2	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 48 *Armado de MURO MF*

SECTOR	ESPESORES	ARM. VER	ARM. HOR
PLANTA 1	0.2 m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 2	0.2 m	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 3	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 4	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 5	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 6	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 7	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 8	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 9	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
PLANTA 10	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

5.3.4.1 Muros de Ascensor

Tabla 49 *Armado MURO ASCENSOR*

SECTOR	ESP.	MURO 1		MURO 2		MURO 3	
		ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR	ARM.VER	ARM.HOR
Planta 1	0.2 m	Ø16c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/10 cm	Ø8c/20 cm
Planta 2	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 3	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 4	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20cm	Ø8c/20 cm
Planta 5	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20cm	Ø8c/20 cm
Planta 6	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 7	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 8	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 9	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm
Planta 10	0.2 m	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø8c/20 cm

FUENTE: Elaboración Propia

5.3.5 Zapatas de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Se diseñaron las zapatas con los esfuerzos calculados por el programa. Todas las zapatas son AISLADAS de TIPO RÍGIDO (Artículo 59.2 (norma EHE-98)) y para la presentación de los resultados se interpretarán tomando en cuenta la siguiente gráfica:

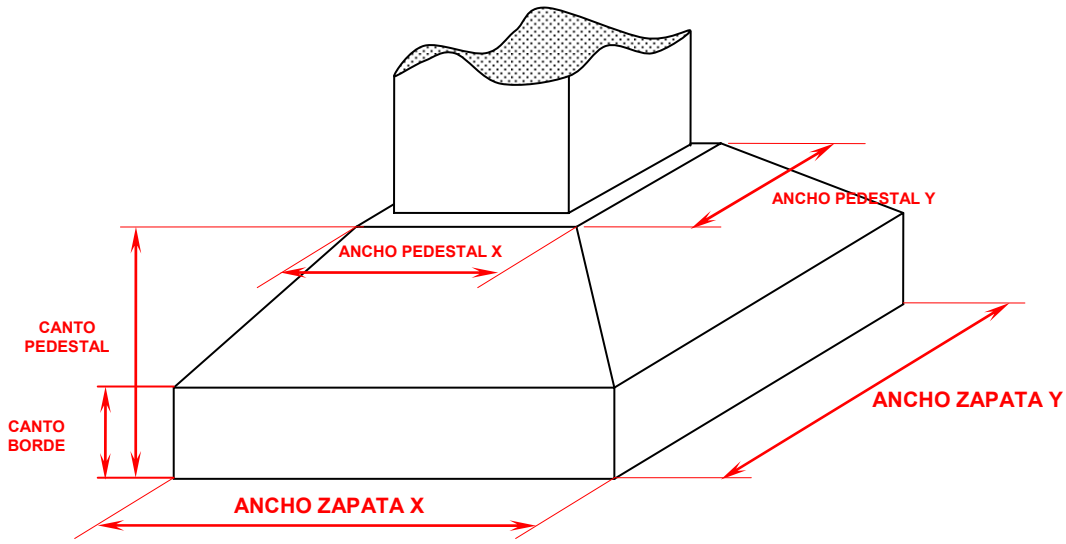


Tabla 50 *Dimensiones y armado de zapatas*

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO I C-5, B-2	Ancho zapata X: 360.0 cm Ancho zapata Y: 360.0 cm Ancho columna X: 70.0 cm Ancho columna Y: 70.0 cm Canto borde: 30.0 cm Canto pedestal: 90.0 cm	X: 26Ø16 c/ 15 Y: 26Ø16 c/ 15
TIPO II D-5, F-4, I-4; A-1	Ancho zapata X: 245.0 cm Ancho zapata Y: 255.0 cm Ancho pedestal X: 65.0 cm Ancho columna Y: 75.0 cm Canto columna: 35.0 cm Canto pedestal: 60.0 cm	X: 14Ø16 c/ 20 Y: 17Ø16 c/ 15
TIPO III A-5, H-1	Ancho zapata X: 250.0 cm Ancho zapata Y: 270.0 cm Ancho columna X: 50.0 cm Ancho columna Y: 70.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 60.0 cm	X: 14Ø16 c/ 20 Y: 10Ø20 c/ 27

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
TIPO IV B-1, E-1	Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 315.0 cm Ancho pedestal X: 60.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto columna: 50.0 cm Canto pedestal: 70.0 cm	X: 22Ø16 c/ 15 Y: 14Ø20 c/ 23
TIPO V A-3, I-3, A-2	Ancho zapata X: 260.0 cm Ancho zapata Y: 355.0 cm Ancho columna X: 60.0 cm Ancho columna Y: 65.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	X: 20Ø16 c/ 18 Y: 14Ø20 c/ 20
TIPO VI B-3, F-1	Ancho zapata X: 390.0 cm Ancho zapata Y: 390.0 cm Ancho columna X: 70.0 cm Ancho columna Y: 70.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 90.0 cm	X: 22Ø20 c/ 18 Y: 22Ø20 c/ 18
TIPO VII G-4	Ancho zapata X: 255.0 cm Ancho zapata Y: 270.0 cm Ancho columna X: 55.0 cm Ancho columna Y: 80.0 cm Canto borde: 30.0 cm Canto pedestal: 65.0 cm	X: 14Ø16 c/ 20 Y: 10Ø20 c/ 28
TIPO VIII (F-2-G-2)	Ancho zapata X: 725.0 cm Ancho zapata Y: 385.0 cm Ancho columna X: 421.0 cm Ancho columna Y: 85.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 90.0 cm	X: 25Ø20 c/ 15 Y: 39Ø20 c/ 20
TIPO IIX (F-3-G-3)	Ancho zapata X: 715.0 cm Ancho zapata Y: 375.0 cm Ancho columna X: 421.0 cm Ancho columna Y: 85.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 85.0 cm	X: 24Ø20 c/ 15 Y: 40Ø20 c/ 18
(M1-m2-m3)	Ancho zapata X: 675.0 cm Ancho zapata Y: 880.0 cm Ancho pedestal X: 261.6 cm Ancho pedestal Y: 490.0 cm Canto borde: 50.0 cm Canto pedestal: 140.0 cm	Sup X: 56Ø20 c/ 15 Sup Y: 27Ø25 c/ 25 Inf X: 56Ø20 c/ 15 Inf Y: 27Ø25 c/ 25
MD	Ancho zapata X: 510.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm Ancho pedestal X: 310.0 cm Ancho pedestal Y: 40.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 80.0 cm	Sup X: 31Ø12 c/ 10 Sup Y: 20Ø20 c/ 27 Inf X: 29Ø16 c/ 10 Inf Y: 22Ø20 c/ 25

REFERENCIAS	GEOMETRÍA	ARMADO
ME	Ancho zapata X: 540.0 cm Ancho zapata Y: 365.0 cm Ancho pedestal X: 295.2 cm Ancho pedestal Y: 45.0 cm Canto borde: 45.0 cm Canto pedestal: 85.0 cm	X: 23Ø20 c/ 15 Y: 26Ø20 c/ 20
MF	Ancho zapata X: 390.0 cm Ancho zapata Y: 305.0 cm Ancho pedestal X: 207.4 cm Ancho pedestal Y: 50.0 cm Canto borde: 35.0 cm Canto pedestal: 75.0 cm	X: 14Ø20 c/ 25 Y: 25Ø16 c/ 15

FUENTE: Elaboración Propia

Los detalles de armado se encuentran descritos en el plano anexo de cimentación.

5.3.6 Deformada de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: sobrecarga 400 Kg/m^2

Considerando la hipótesis que incluye acciones verticales y acciones horizontales, se presentan las siguientes deformaciones máximas del edificio:

Tabla 51 *Desplazamientos en x y y de la estructura global*

PLANTA	COTA	DESP, X *[mm]*	DESP, Y *[mm]*
NOVENO PISO	27.78	6,8869	5,3475
OCTAVO PISO	24.98	6,3350	4,6622
SÉPTIMO PISO	22.18	5,7936	4,0120
SEXTO PISO	19.38	5,2146	3,3850
QUINTO PISO	16.58	4,5649	2,7634
CUARTO PISO	13.78	3,9055	2,2585
TERCER PISO	10.98	3,1957	1,8604
SEGUNDO PISO	8.17	2,4793	1,4550
PRIMER PISO	5.38	1,7556	1,0451
PLANTA BAJA	2.57	1,0332	0,6218
Cimentación	-2.00	0,0000	0,0000

5.3.7 Volúmenes de obra para la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2

En este punto se muestran las cantidades de obra basada en los resultados obtenidos para la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2.

Los resultados son referidos a las plantas del edificio incluidos lo elementos de cimentación, los cuales se presentan en una tabla aparte.

Estos resultados obtenidos se resumen a continuación en la tabla 52 y tabla 53:

Tabla 52 *Resumen cuantías de obra. Estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 2*

ELEMENTO	SUPERFICIE *[m^2]*	VOLUMEN *[m^3]*	BARRAS *[Kg.]*
losas aligeradas*	4045.06	714.14	38705
Armadura de punzonamiento en ábacos			346
Vigas	240.68	98.68	5921
Encofrado lateral	573.02		
Muros	994.82	100.41	7872
Pilares (Sup. Encofrado)	764.50	71.43	16835
TOTAL	6618,05	984.66	73186
ÍNDICES (por m^2)	1.535	0.228	16.97

* Nº de bloques de reticular 40×40×25 = 23690 Unidades

Tabla 53 *Resumen cuantías de obra. en cimentaciones*

ELEMENTO	UNIDAD	TOTAL
Acero S-400	*Kg.*	14514.68
Hormigón C20/25	*m^3*	268.24
Hormigón de limpieza (h=5cm)	*m^3*	17.48

Basados en estos datos, los las cantidades de obra por ÍTEMS se muestran a continuación en la tabla 54:

Tabla 54 *Resumen de cómputos métricos de la estructura con entrepiso con vigas: CASO 1*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	699,20
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	17,48
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	268,24
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,19
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	71,83
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	98,68
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.566,79
8	ÁBACOS	m^3	143,48

FUENTE: Elaboración Propia

5.4 Diseño de escaleras (valido para todos los casos)

5.4.1 Geometría de la escalera

Para el diseño de la escalera, el tipo de apoyo a nivel de planta superior e inferior se considera articulado, apoyado en la losa.

Al nivel del descanso intermedio el apoyo se considera articulación-rodillo, apoyado en el muro de Hormigón Armado.

El esquema de cálculo, que muestra los momentos de diseño, es el siguiente:

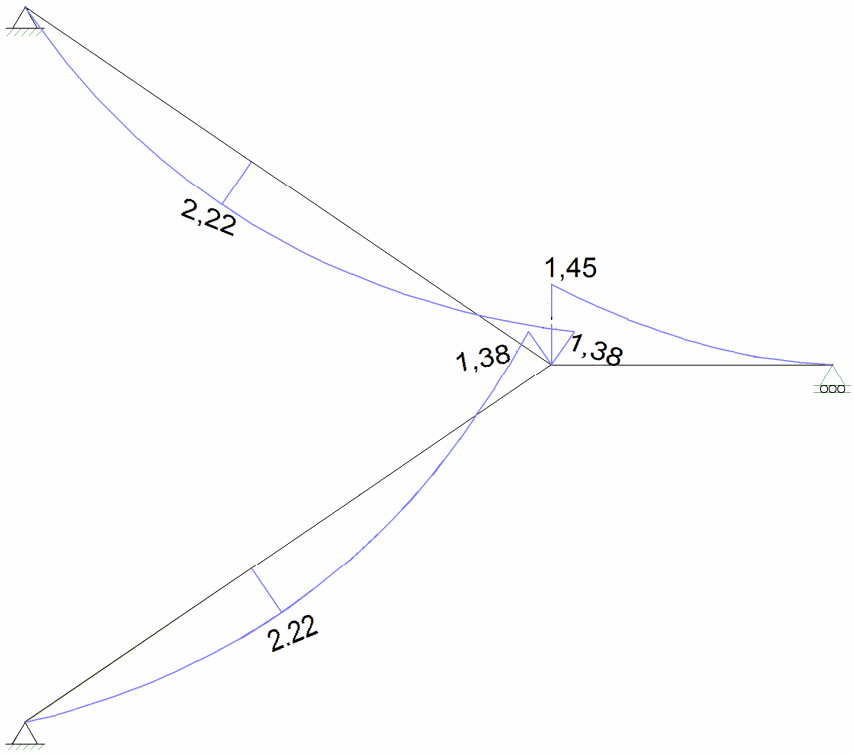


Figura 65 *Esquema de cálculo de la escalera*

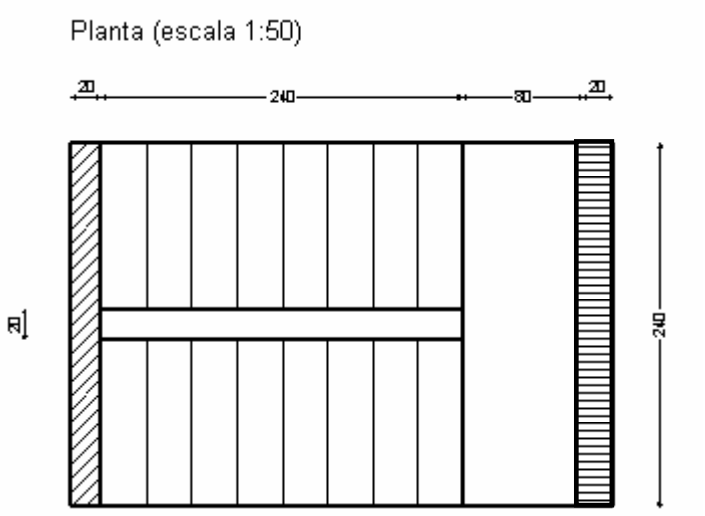


Figura 66 *Vista en Planta de la escalera (UNIDADES [cm])*

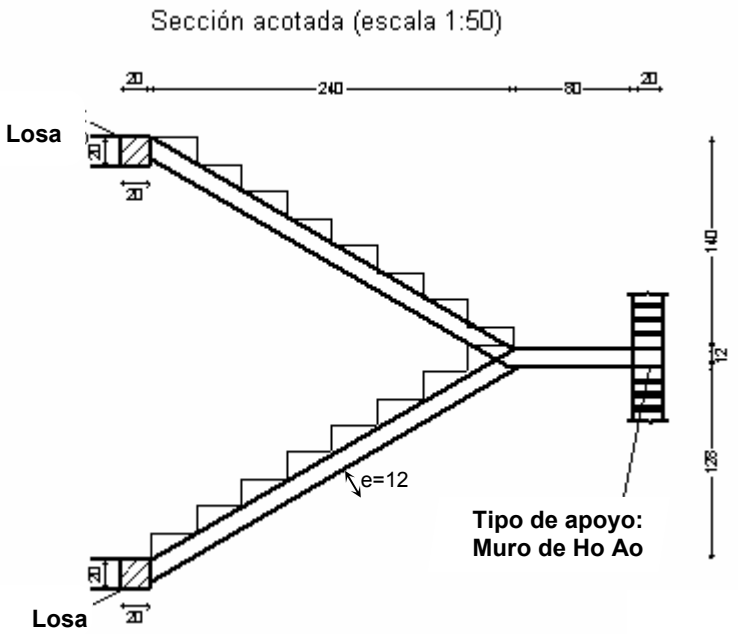


Figura 67 *Vista lateral de la escalera (UNIDADES [cm])*

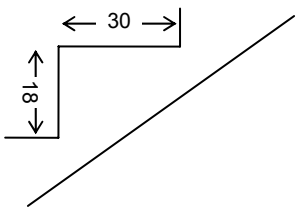


Figura 68 *Huella y Contrahuella (UNIDADES [cm])*

5.4.2 Cargas consideradas para el diseño

Peso propio losa	=	0.300 ton/m^2
Peldaños + Piso + Contrapiso	=	0.310 ton/m^2
Barandillas	=	0.150 ton/m
Sobrecarga de uso	=	0.350 ton/m^2

5.4.3 Armadura longitudinal

Momento de cálculo inferior = 2.22 Ton·m

Momento de cálculo superior (negativos) = 1.38 Ton·m

- TRAMO SUPERIOR

Armadura inferior	Ø12 c/ 0.150 m.

- TRAMO INFERIOR

Armadura inferior	Ø12 c/ 0.150 m.
Arranque inferior en apoyo	Ø12 c/ 0.150 m.

- DESCANSO

Armadura inferior en descanso	Ø12 c/ 0.150 m.
Armadura superior en descanso	Ø12 c/ 0.150 m.

5.4.4 Armadura transversal

EN TRAMOS INCLINADOS: BARRAS RECTAS CON PATILLAS EN LOS EXTREMOS

- TRAMO SUPERIOR

Armadura inferior Ø6 c/ 0.10 m.

- TRAMO INFERIOR

Armadura inferior Ø6 c/ 0.10 m.

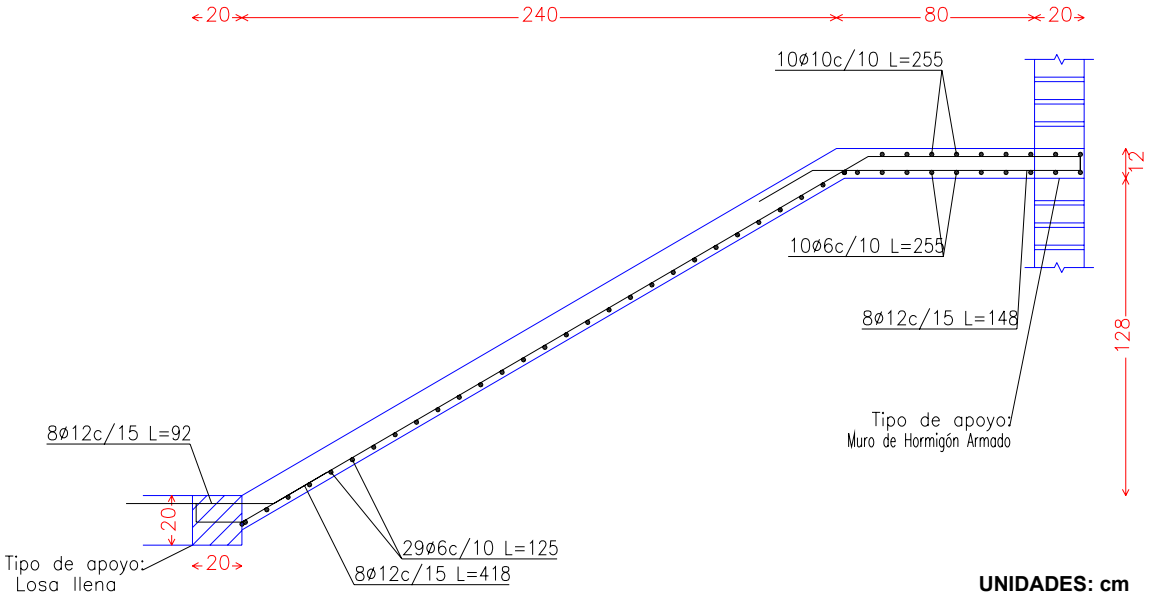
EN DESCANSOS: BARRAS RECTAS CON PATILLAS EN LOS EXTREMOS

Momento de cálculo de armadura transversal superior = 1.45Tn·m

Armadura superior Ø6 c/ 0.10 m

Armadura inferior Ø6 c/ 0.10 m

5.4.5 Detalle de armados



6 ANÁLISIS TÉCNICO PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

6.1 Comparación de losas

6.1.1 Comparación de desplazamientos verticales: sobrecarga 200Kg/m^2

En relación a los desplazamientos, no podría hacerse una comparación por coordenadas, debido a que la distribución de momentos, en los dos tipos de losa es distinta y las deformaciones máximas se presentan en sectores diferentes.

Para efectuar una adecuada comparación se buscó un espesor de losa en cada caso que permita tener deformaciones iguales o por lo menos similares pues un sistema estructural debe ser lo suficientemente resistente que otro al compararlos.

Se adoptó primero un espesor igual de 20 cm, pero al distinguir las flechas pronunciadas que existían en el sistema de losas apoyadas sobre columnas se decidió aumentar el espesor a 25 cm, con lo cual al momento de comparar nuevamente las deformaciones en las losas se pudo evidenciar que estas eran similares en los sectores críticos.

Posteriormente se calcularon deformaciones verticales de los dos sistemas, para el primer piso y luego para el séptimo piso para considerar el efecto del viento.

Para dicho cálculo se usaron las hipótesis de carga más desfavorables, incluyendo la acción del viento. (ver figuras 69 y 70).

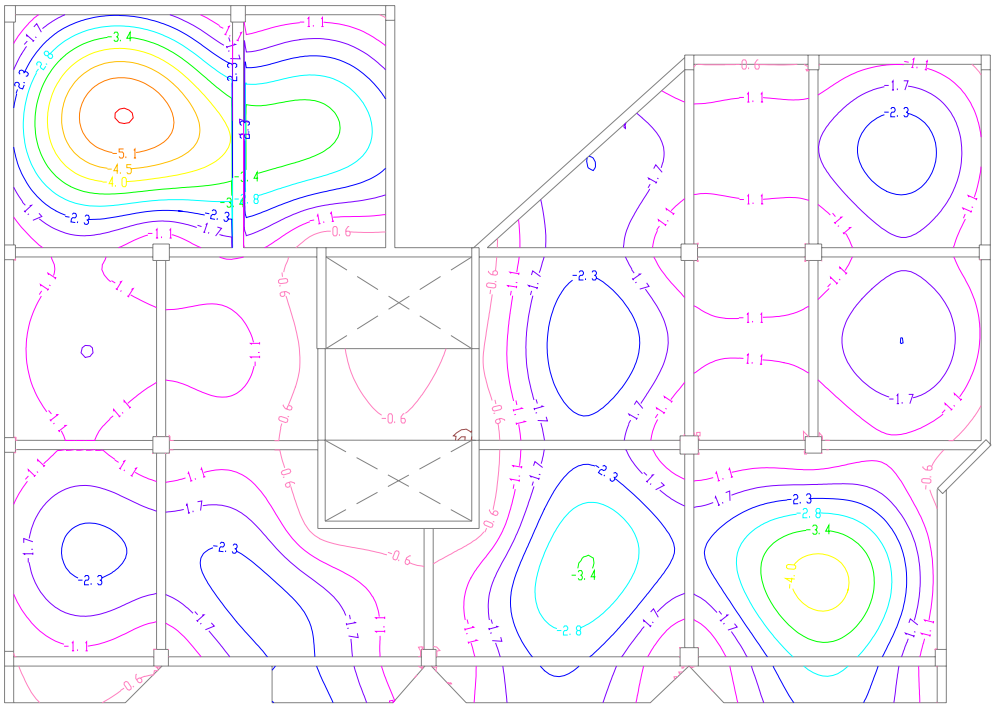


Figura 69 *Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: primer piso (CASO 1)*

UNIDADES: [mm]

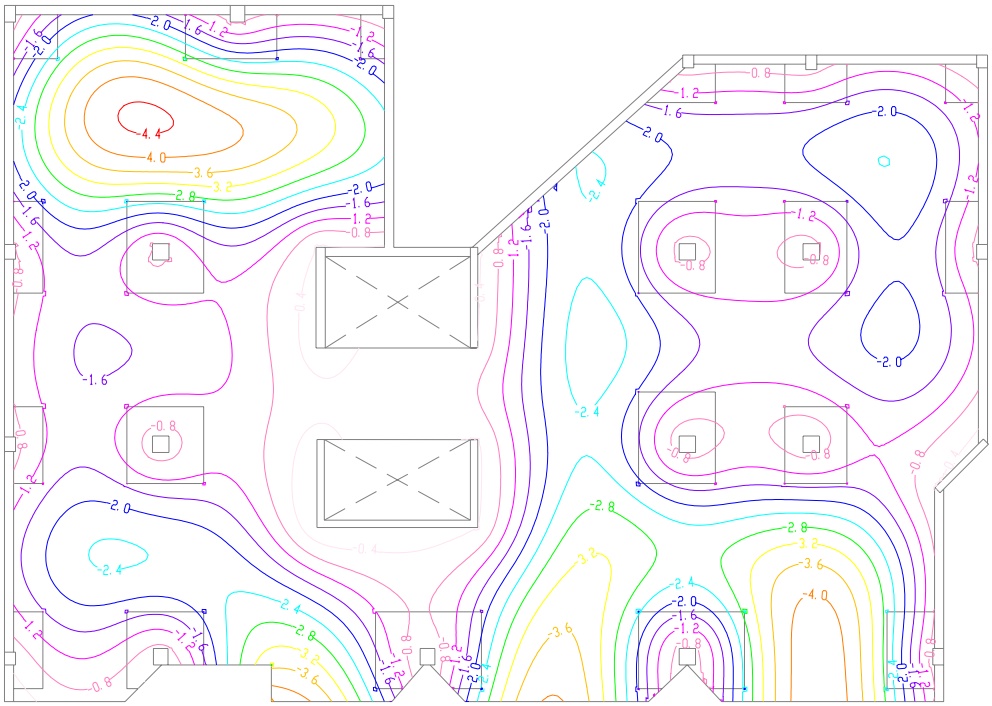


Figura 70 *Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: primer piso (CASO 1)*

UNIDADES: [mm]

Como puede observarse las deformaciones máximas no se producen en sectores específicos iguales para ambos casos, pero si cercanos por la disposición de las columnas, recordándose que los máximos momentos tampoco se producen en los mismos lugares para cada tipo de estructura.

- En el sector superior izquierdo se ubican las deformaciones máximas en ambos casos, así como en el centro de la losa apoyada sobre vigas, y cerca del sector medio entre columnas en el caso del entrepiso sin vigas. Esta deformación alcanza los siguientes valores:

Losa apoyada directamente sobre columnas	-4.4mm
Losa apoyada perimetralmente sobre vigas	-5.8 mm

  La deformación menor en el entrepiso sin vigas se debe al aumento de la altura de losa que le proporciona mayor rigidez a la estructura.

  Se debe mencionar también que este análisis se realiza a una altura donde el viento tiene una acción significativa por la reducida altura de referencia.

Otro sector crítico sería el voladizo entre los ejes F y H, donde se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Las deformaciones en el entrepiso sin vigas son mayores a comparación del entrepiso con vigas perimetrales presentándose una deformación tipo montura de caballo entre columnas como es típico de este tipo de entrepisos haciéndose mas notoria en el sector inferior derecho. Este fenómeno podría deberse a la falta de un elemento rigidizador de inercia significativa como lo es una viga perimetral, pues este sector solo está delimitado por una viga de borde.

Ahora se pasará a analizar el entrepiso del séptimo piso para así verificar las diferencias existentes debidas a la acción del viento.

En las figuras 71 y 72 se muestran los desplazamientos verticales en el entrepiso del séptimo piso para ambos sistemas estructurales.

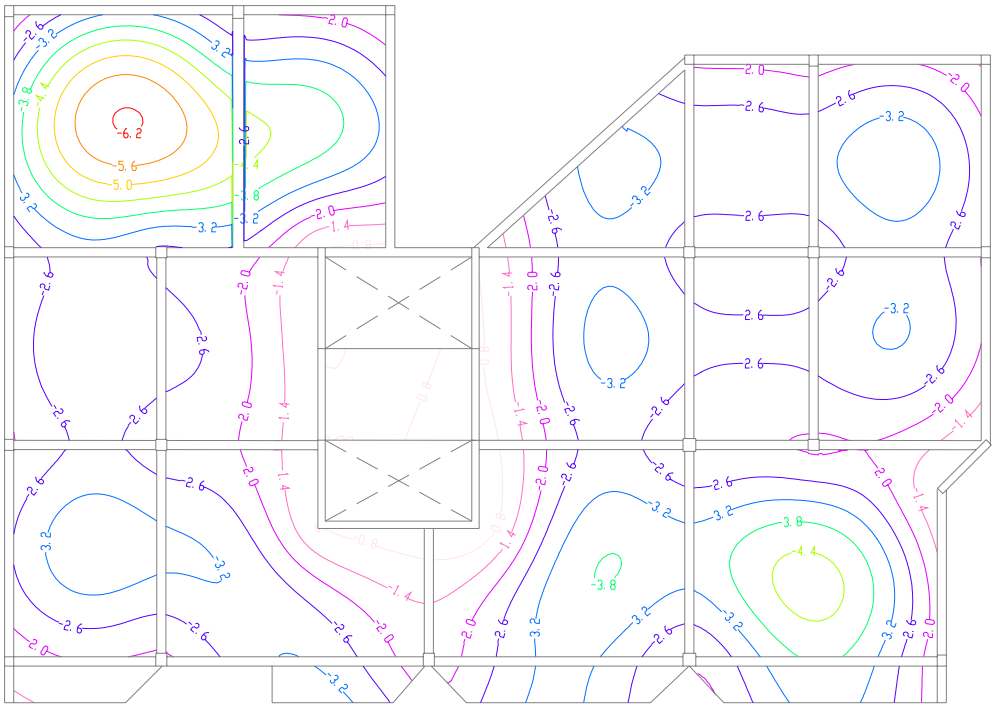


Figura 71 *Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: séptimo piso (CASO 1)*

UNIDADES: [mm]

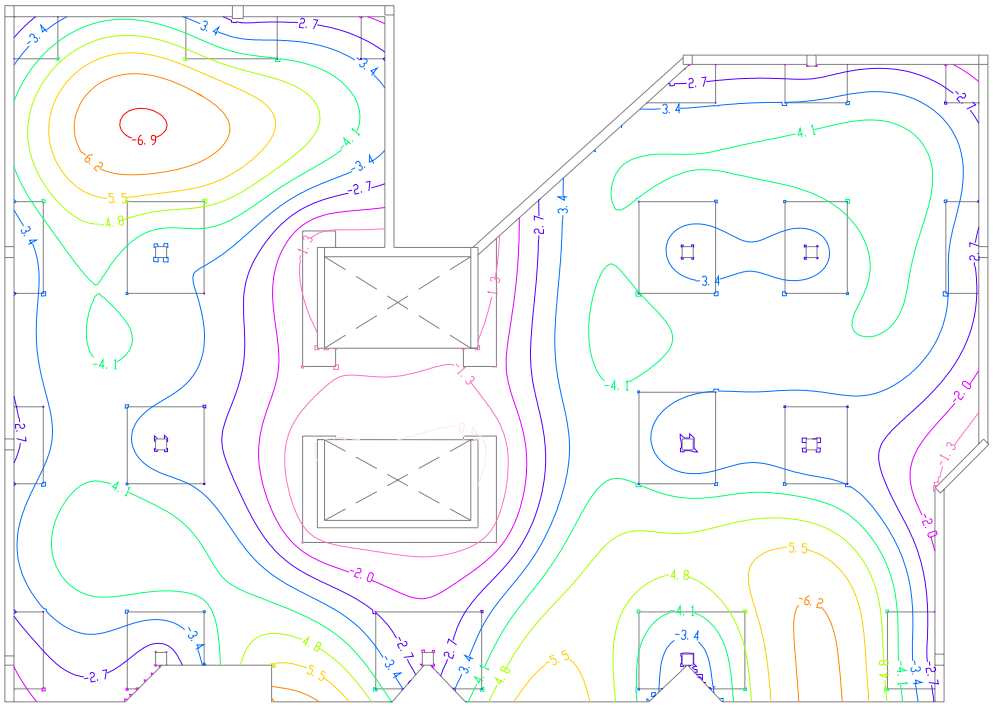


Figura 72 *Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: séptimo piso (CASO 1)*

UNIDADES: [mm]

A este nivel las deformaciones son menores para la losa con vigas perimetrales.

- Para el sector crítico superior derecho entre los ejes, F - I y 2 - 4 se tienen los siguientes resultados:

Losa apoyada directamente sobre columnas	-6.9mm
Losa apoyada perimetralmente sobre vigas	-6.2 mm

  Aunque la diferencia no es proporcional a la del nivel antes analizado se puede observar la mejor respuesta del entrepiso con vigas.

6.1.2 Comparación de desplazamientos verticales: sobrecarga 400Kg/m^2

El segundo caso de sobrecarga sería importante para el análisis de deformaciones en losas pues al ser esta mayor se predicen flechas mayores. Para evitar que los desplazamientos estén fuera de los límites definidos por norma se tuvo que aumentar la rigidez de las losas aumentando su espesor: 25cm para la losa apoyada perimetralmente sobre vigas y 30 cm para la losa apoyada sobre columnas. El motivo de hacer mas alta la losa apoyada sobre columnas, es como se mencionó en el anterior subtítulo, es tratar de obtener deformaciones iguales o por lo menos similares.

Para el cálculo de estos desplazamientos se empleó la hipótesis de carga más desfavorable que incluya la acción del viento.

Los valores de las deformaciones verticales de los dos sistemas (primer piso y séptimo piso), se muestran a través de isolíneas en las figuras 73, 74, 75, y 76.

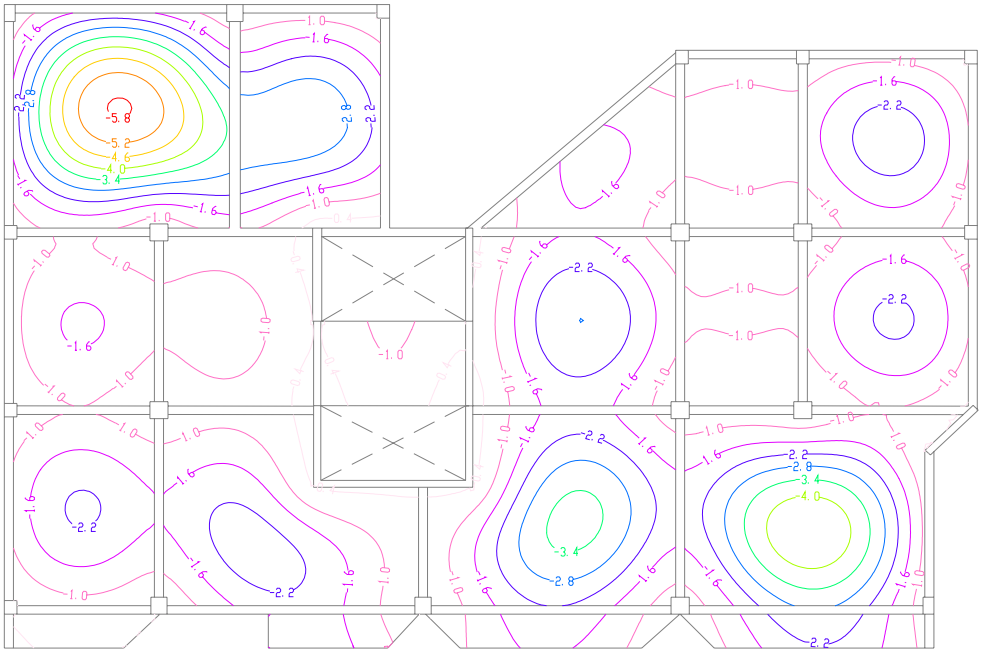


Figura 73 *Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: primer piso (CASO 2)*

UNIDADES: [mm]

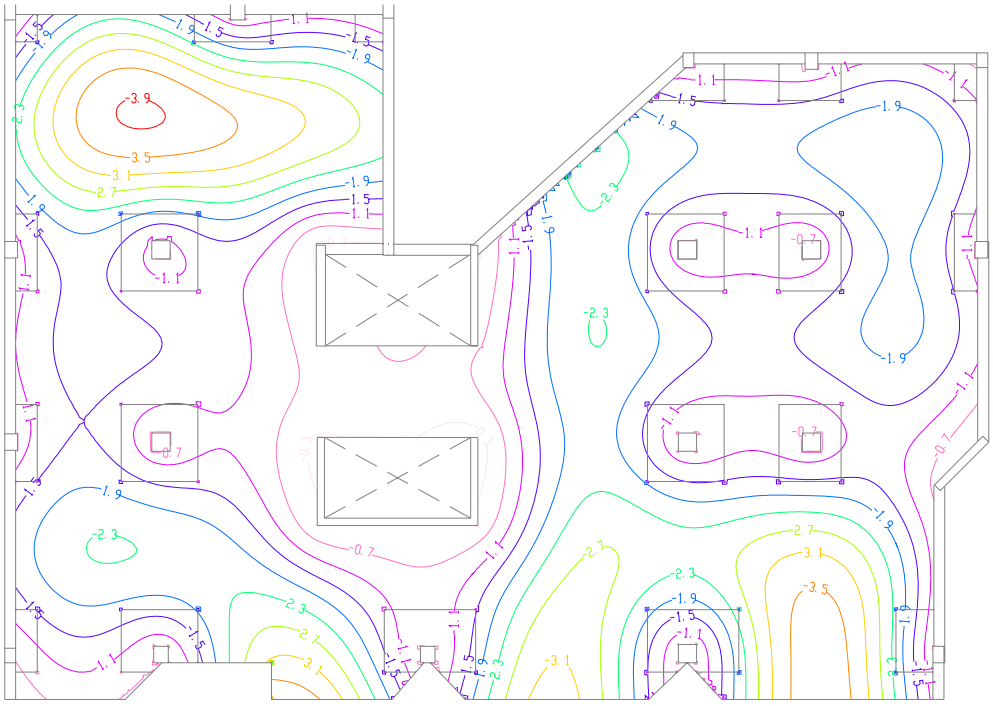


Figura 74 *Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: primer piso (CASO 2)*

UNIDADES: [mm]

Se pueden advertir los mismos lugares críticos de deformación en los sectores ya mencionados en el caso 1 de sobrecarga, con la misma configuración también: en forma de plato con el máximo al centro de la losa en el sistema con vigas y en forma de montura de caballo en el caso de entrepisos sin vigas con máximos entre apoyos.

- En el sector superior izquierdo se define también crítico y también la deformación máxima se presenta para la losa apoyada sobre vigas alcanzando los siguientes valores:

Losa apoyada directamente sobre columnas	-3.9mm
Losa apoyada perimetralmente sobre vigas	-5.8 mm

  El porque de esta diferencia se puede atribuir otra vez a la altura de losa mayor del sistema sin vigas.

  Se debe mencionar también que este análisis se realiza a una altura donde el viento no actúa significativamente en las solicitaciones al ser su efecto bajo en este nivel.

Otro sector crítico sería también el voladizo donde se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Las deformaciones en el entrepiso sin vigas presentan la misma configuración tipo montura de caballo entre columnas haciéndose más notoria también en el sector inferior derecho. La falta de un elemento rigidizador de inercia significativa como lo es una viga perimetral es notoria también en este sector.

Ahora se pasará a analizar el entrepiso del séptimo piso para así diferenciar ahora las deformaciones con el efecto del viento.

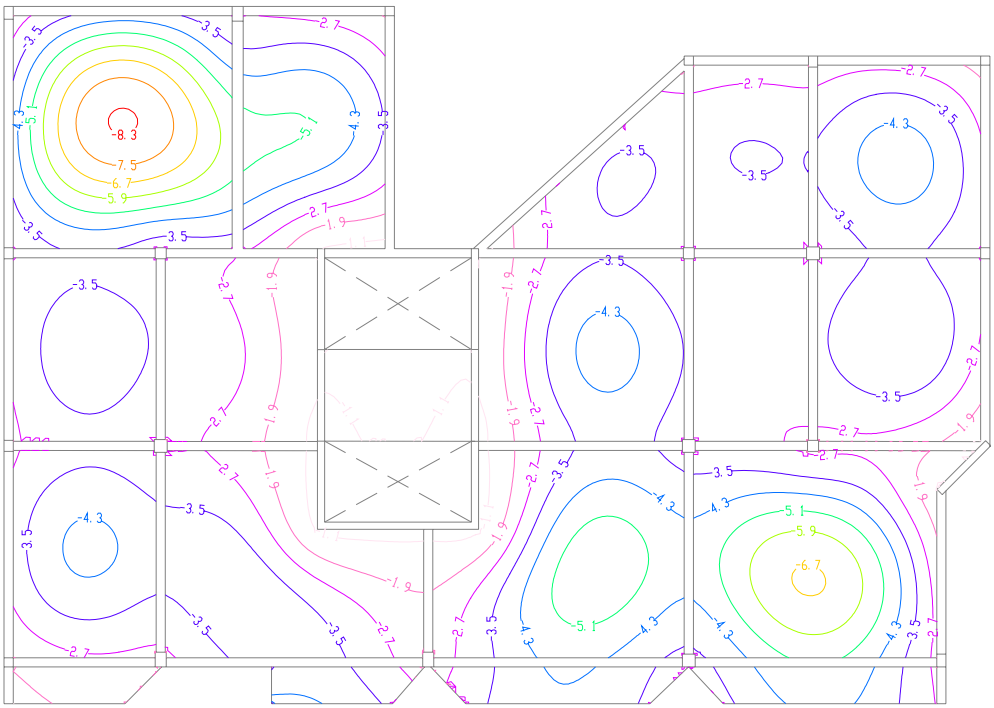


Figura 75 *Desplazamientos verticales de entrepiso con vigas: séptimo piso (CASO 2)*

UNIDADES: [mm]

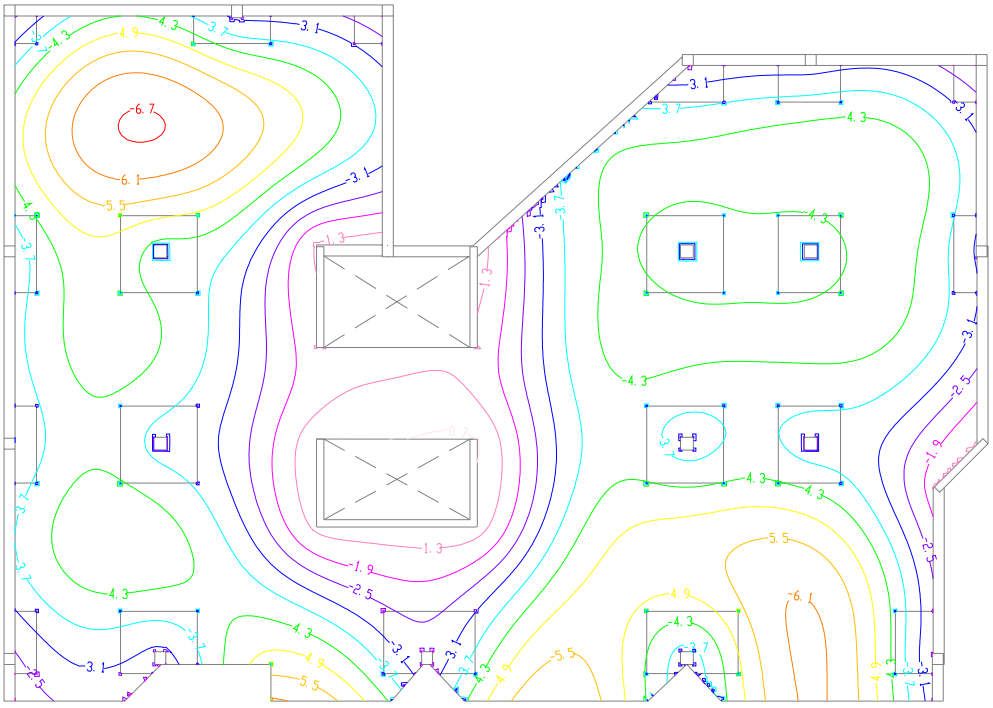


Figura 76 *Desplazamientos verticales de entrepiso sin vigas: séptimo piso (CASO 2)*

UNIDADES: [mm]

A nivel del séptimo piso, las deformaciones son menores en la losa sin vigas, al contrario del anterior caso de sobrecarga. La rigidez de la losa es mayor y se puede apreciar que esta no es afectada por el efecto del viento de forma considerable.

- Para el sector crítico superior derecho se obtuvieron los siguientes resultados:

Losa apoyada directamente sobre columnas	-6.7 mm
Losa apoyada perimetralmente sobre vigas	-8.3 mm

  Aunque la diferencia no es proporcional a la del nivel antes analizado se puede observar que la diferencia es significativa: 1.6mm menor en la losa apoyada directamente sobre columnas.

A este nivel se aprecia otro comportamiento característico de la losa apoyada sobre columnas; las deformaciones se extienden por una superficie menor. Si bien los valores de deformación de la losa sin vigas son menores, estos se extienden a lo largo de los sectores entre apoyos como se aprecia en la parte superior derecha de las isolíneas de deformación para el sistema sin vigas.

Las deformaciones con forma de montura de caballo se extienden a lo largo de un área mayor aunque estas deformaciones sean menores; al contrario, las losas apoyadas sobre vigas tienen una deformación predecible en forma de plato con los máximos en el centro del área definida por las vigas.

En conclusión, el efecto del viento es de mayor incidencia para las deformaciones en losas de una estructura de entrepisos sin vigas, especialmente en los niveles superiores.

Las losas de una estructura de entrepisos sin vigas son más deformables con respecto a las losas de una estructura de entrepisos con vigas debido a la falta de elementos rigidizadores entre columnas.

La viga perimetral en una estructura de entrepisos sin vigas es muy importante sobretodo si se trata de voladizos pues esta aumenta rigidez y disminuye notablemente las deformaciones en los bordes de losas en especial entre columnas.

Con el aumento de la altura de losas para el caso de un entrepiso sin vigas se puede dar a esta mayor rigidez y disminuir sus deformaciones.

6.2 Comparación de columnas

6.2.1 Comparación de secciones de columna: sobrecarga 200Kg/m^2

Se toman tres casos representativos de columnas: de esquina, lateral y central para la comparación.

Tabla 55 Comparación de secciones CASO 1: Columna de esquina **F-4**

PI	ENTREPISO CON VIGAS *[m] x [m]*	ENTREPISO SIN VIGAS *[m] x [m]*
10	0.25x0.25	0.25x0.25
9	0.25x0.25	0.25x0.25
8	0.25x0.25	0.25x0.25
7	0.25x0.25	0.25x0.25
6	0.25x0.30	0.25x0.30
5	0.25x0.30	0.25x0.30
4	0.25x0.30	0.25x0.30
3	0.25x0.35	0.30x0.35
2	0.25x0.35	0.30x0.35
1	0.25x0.40	0.30x0.35

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 56 Comparación de secciones CASO 1: Columna medianera **C-5**

PI	ENTREPISO CON VIGAS *[m] x [m]*	ENTREPISO SIN VIGAS *[m] x [m]*
10	0.25x0.30	0.25x0.35
9	0.25x0.30	0.25x0.35
8	0.30x0.35	0.30x0.40
7	0.30x0.35	0.30x0.40
6	0.35x0.40	0.35x0.40
5	0.35x0.40	0.35x0.40
4	0.35x0.40	0.40x0.45
3	0.40x0.45	0.40x0.45
2	0.40x0.45	0.45x0.50
1	0.40x0.45	0.45x0.50

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 57 Comparación de secciones CASO 1: Columna central **F-2**

PI	ENTREPISO CON VIGAS *[m] x [m]*	ENTREPISO SIN VIGAS *[m] x [m]*
10	0.25x0.25	0.25x0.25
9	0.25x0.25	0.25x0.25
8	0.30x0.30	0.30x0.30
7	0.30x0.30	0.35x0.35
6	0.35x0.35	0.40x0.40
5	0.35x0.35	0.40x0.40
4	0.40x0.40	0.45x0.45
3	0.40x0.40	0.45x0.45
2	0.45x0.45	0.50x0.50
1	0.45x0.45	0.50x0.50

FUENTE: Elaboración Propia

Como se puede apreciar para este caso de sobrecarga, las columnas con mayor sección transversal son para todos los casos las columnas del sistema estructural de entrepiso sin vigas, pero también se debe indicar que la diferencia no es muy marcada como se podría predecir a priori, y esto probablemente se deba a que la estructura en base a losas apoyadas sobre columnas deba soportar una carga por peso propio mayor debido al aumento de espesor de la losa.

La columna de esquina presenta una sección necesaria semejante para ambos casos.

6.2.2 Comparación de secciones de columna: sobrecarga 400Kg/m^2

De igual forma que en el anterior caso, se toman tres columnas representativas: de esquina, lateral y central para la correspondiente comparación.

Tabla 58 Comparación de secciones CASO 2: Columna de esquina **F-4**

PI	ENTREPISO CON VIGAS *[m] x [m]*	ENTREPISO SIN VIGAS *[m] x [m]*
10	0.25x0.25	0.30x0.30
9	0.25x0.25	0.30x0.30
8	0.25x0.25	0.30x0.30
7	0.25x0.25	0.30x0.30
6	0.25x0.30	0.30x0.30
5	0.25x0.30	0.30x0.35
4	0.30x0.35	0.30x0.35
3	0.30x0.35	0.30x0.40
2	0.35x0.40	0.30x0.40
1	0.35x0.40	0.30x0.40

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 59 Comparación de secciones CASO 2: Columna de esquina **C-5**

PI	ENTREPISO CON VIGAS *[m] x [m]*	ENTREPISO SIN VIGAS *[m] x [m]*
10	0.25x0.35	0.30x0.30
9	0.25x0.35	0.30x0.30
8	0.30x0.40	0.30x0.35
7	0.30x0.40	0.30x0.35
6	0.35x0.40	0.35x0.40
5	0.35x0.40	0.35x0.40
4	0.40x0.45	0.35x0.40
3	0.40x0.45	0.40x0.45
2	0.45x0.50	0.40x0.45
1	0.45x0.50	0.40x0.45

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 60 Comparación de secciones CASO 2: Columna de esquina **B-2**

PI	ENTREPISO CON VIGAS *[m] x [m]*	ENTREPISO SIN VIGAS *[m] x [m]*
10	0.25x0.25	0.30x0.30
9	0.25x0.25	0.30x0.30
8	0.30x0.30	0.35x0.35
7	0.35x0.35	0.35x0.35
6	0.40x0.40	0.40x0.40
5	0.40x0.40	0.40x0.40
4	0.45x0.45	0.45x0.45
3	0.45x0.45	0.45x0.45
2	0.50x0.50	0.50x0.50
1	0.50x0.50	0.50x0.50

FUENTE: Elaboración Propia

Para este segundo caso se puede evidencias una diferencia mayor entre secciones transversales que las existentes para el primer caso.

En conclusión, para el primer caso de sobrecarga se tienen columnas mas solicitadas para el sistema estructural con losas apoyadas directamente sobre columnas.

Para el segundo caso se tienen columnas con mayor sección transversal para la estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre columnas.

6.2.3 Comparación de esfuerzos de columna: sobrecarga 200Kg/m^2

En este punto se comparan los resultados de esfuerzos resistidos por las columnas: Normal y Momentos en *x* y en *y*, tomando los mismos casos que el anterior subtítulo.

6.2.3.1 Columna de esquina: F-4

En el Gráfico 1 se muestran los resultados comparados de esfuerzos normales resistidos por la columna de posición en esquina F-4.

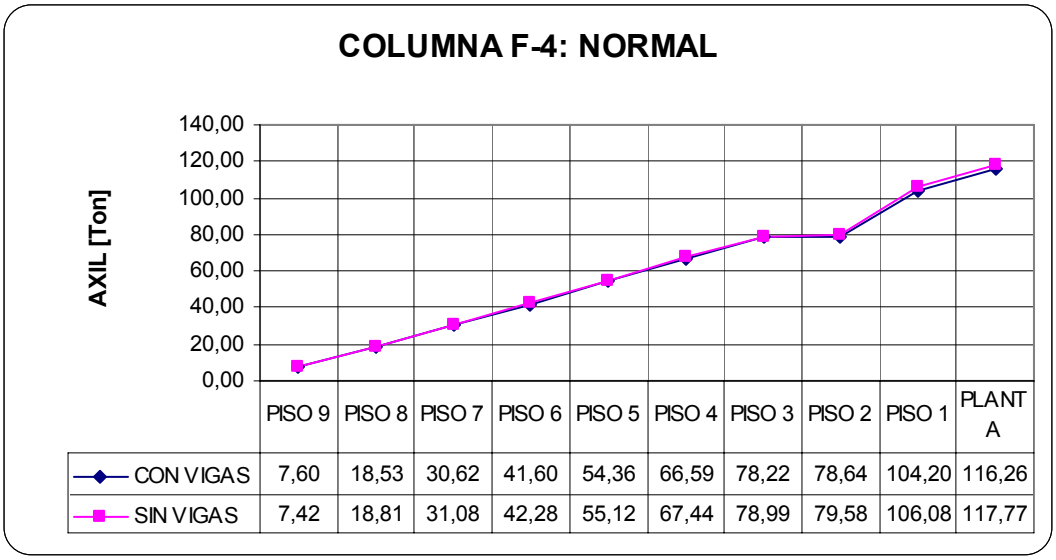


Gráfico 1 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna F-4 CASO 1*

Se observa que los resultados son mayores para la estructura con losas apoyadas sobre columnas, sin embargo, debe decirse que la diferencia es reducida.

En los gráficos 2 y 3 se comparan los momentos de diseño.

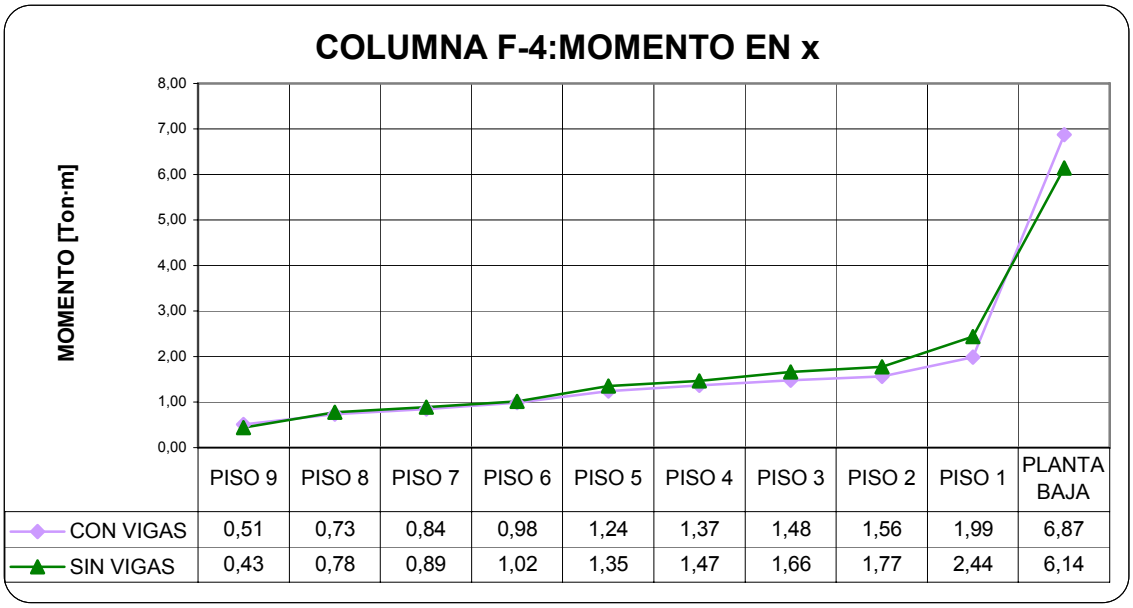


Gráfico 2 *Comparación Momentos en dirección x: Columna F-4 CASO 1*

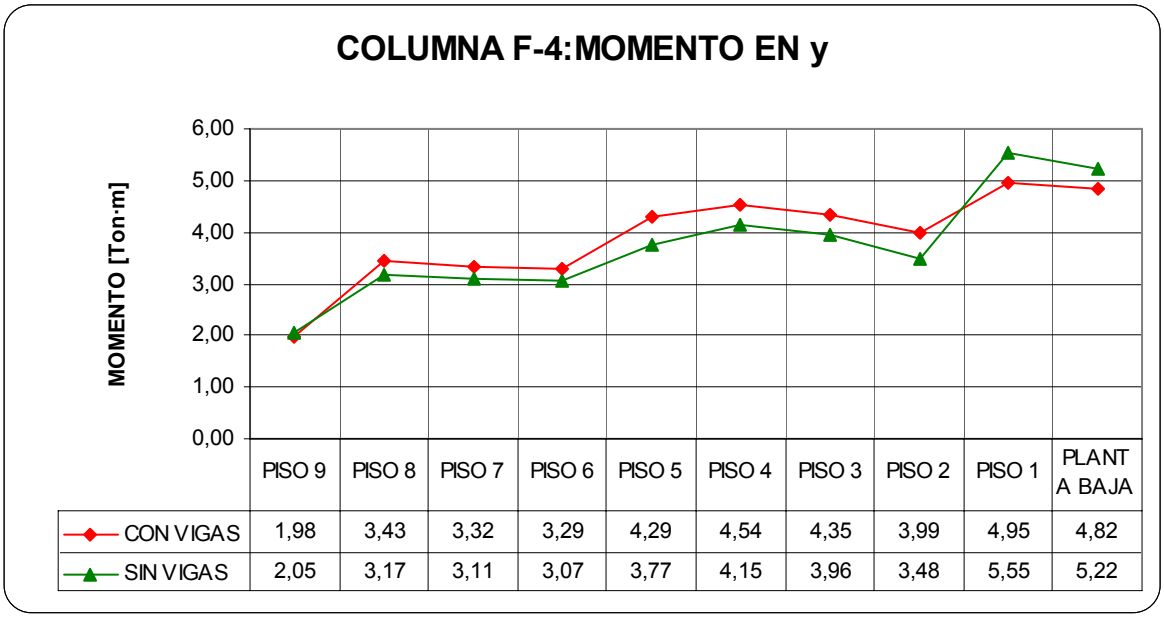


Gráfico 3 *Comparación Momentos en dirección y: Columna F-4 CASO 1*

Como muestran los gráficos 2 y 3 los momentos resistidos por las columnas son semejantes en los pisos superiores, pero en los pisos inferiores esta diferencia va en aumento, observándose que la estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas presenta valores más elevados.

En conclusión, para columnas de esquina de la estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas es más solicitada.

6.2.3.2 Columna lateral: C-5

Los esfuerzos normales en esta columna son similares para ambos sistemas como puede observarse en el gráfico 4. En los primeros niveles se tienen una pequeña diferencia entre valores siendo de 18.07 Ton en la primer piso a favor de la estructura de entrepiso sin vigas. Esta diferencia va disminuyendo en los niveles superiores llegando a ser casi igual en el último nivel.

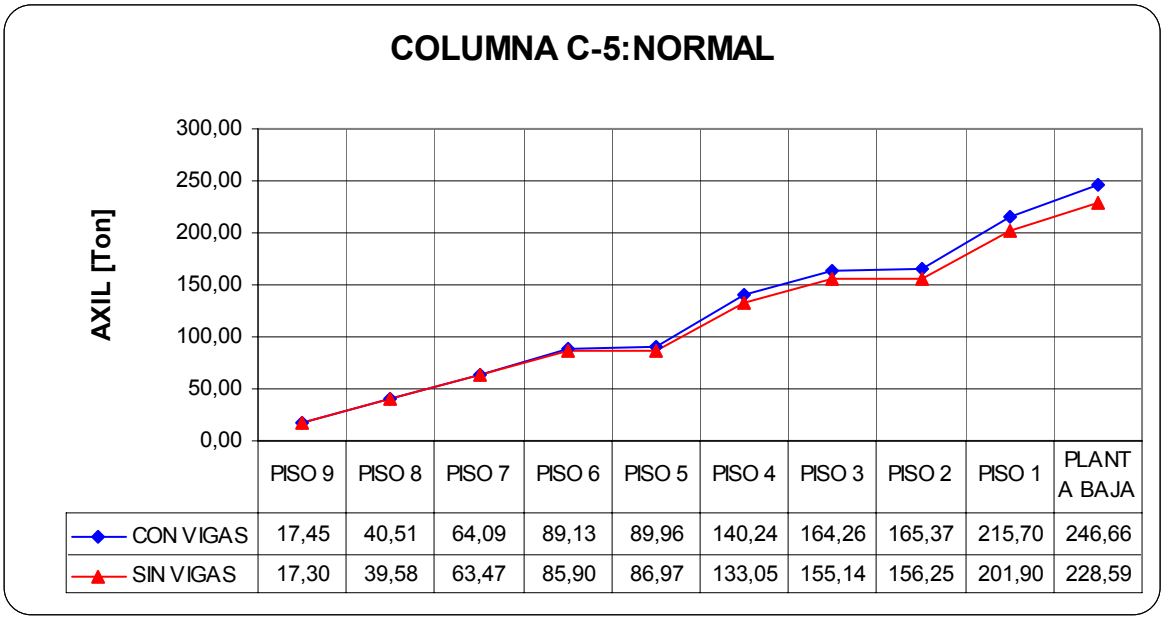


Gráfico 4 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 1*

Los gráficos 5 y 6 muestran los momentos actuantes en las direcciones *x* y *y*. El momento en *x* muestra un comportamiento semejante para ambos sistemas.

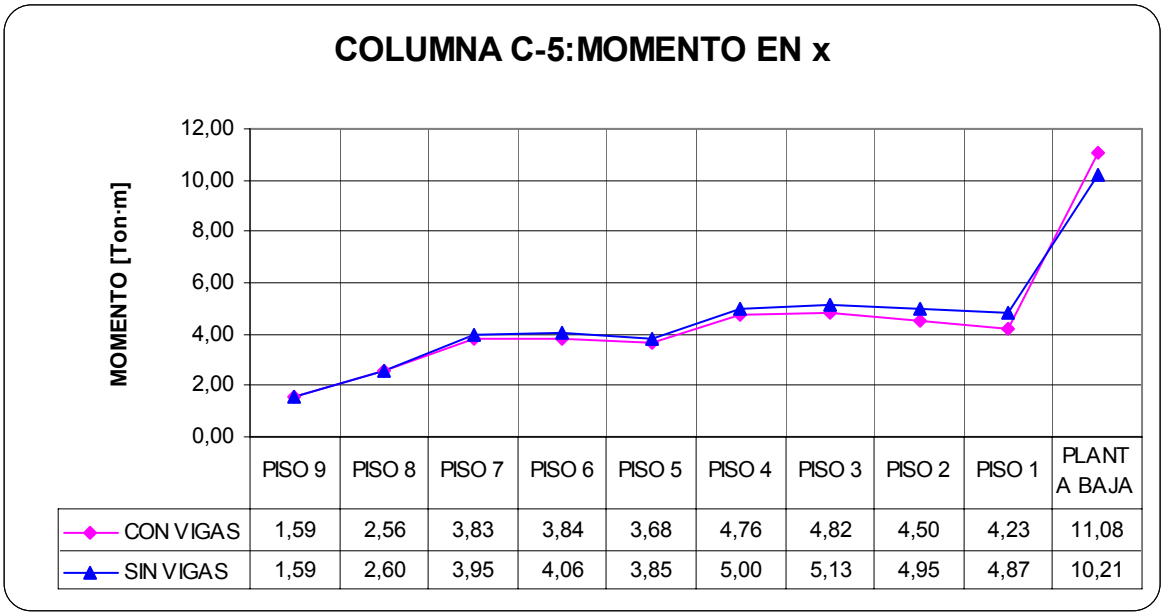
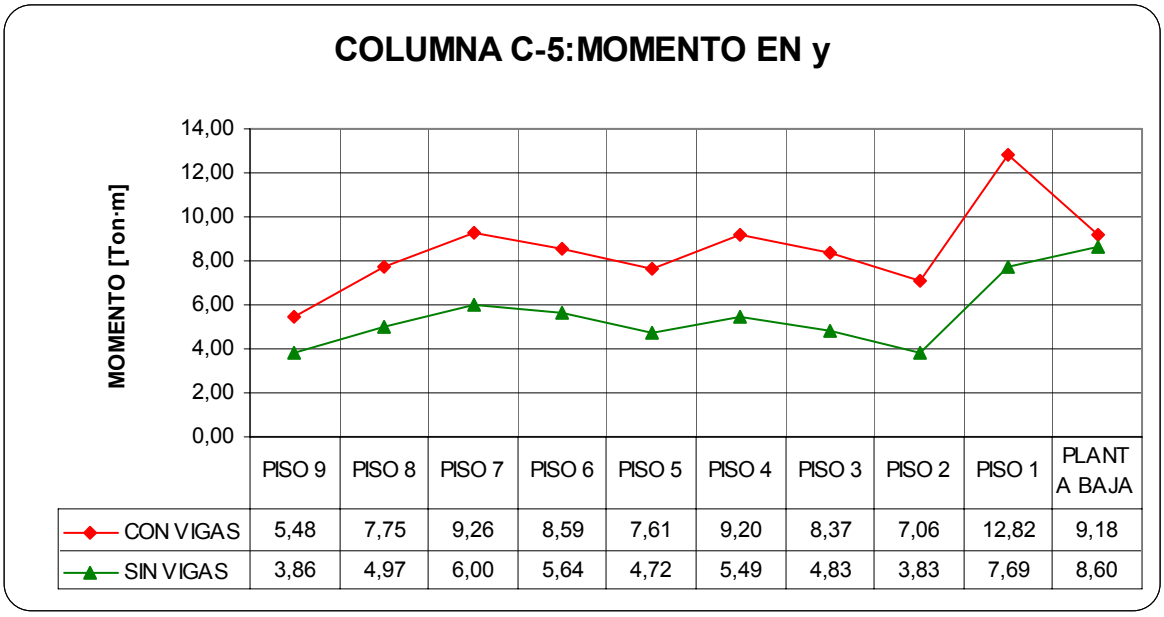


Gráfico 5 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 1*

El momento en dirección "y" difiere significativamente entre las dos estructuras como se puede observar en el gráfico 6, siendo mayores los valores de la estructura de entrepiso con vigas.

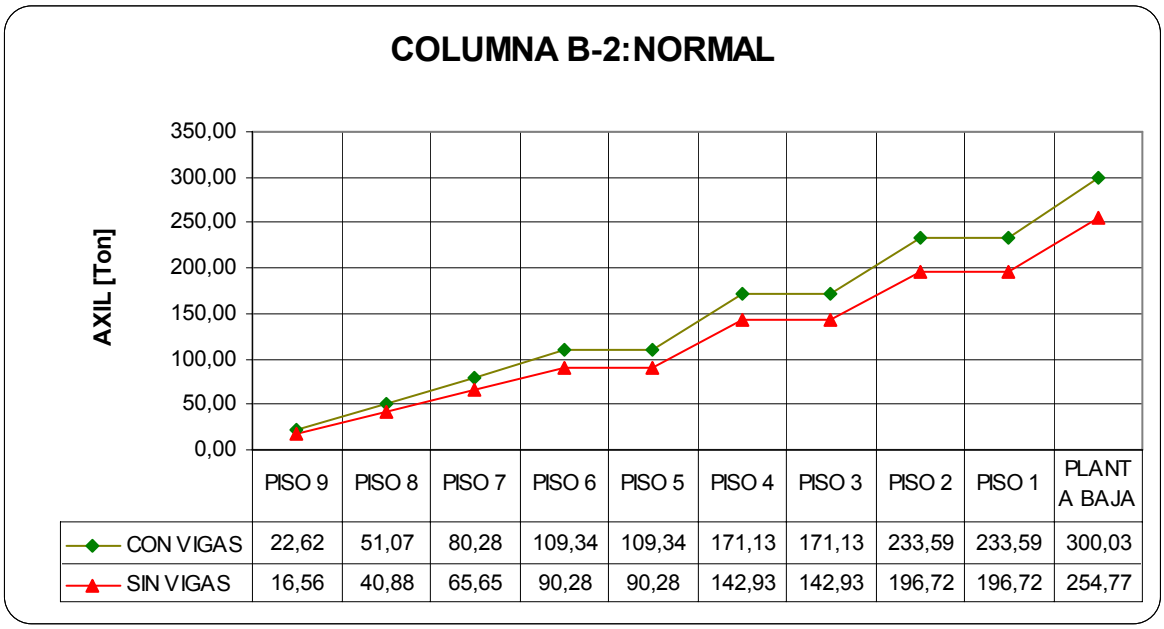


	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	5,48	7,75	9,26	8,59	7,61	9,20	8,37	7,06	12,82	9,18
SIN VIGAS	3,86	4,97	6,00	5,64	4,72	5,49	4,83	3,83	7,69	8,60

Gráfico 6 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 1*

6.2.3.3 Columna central: B-2

En el Gráfico 7 se muestran los resultados comparados de esfuerzos normales resistidos por la columna de posición central B-2.



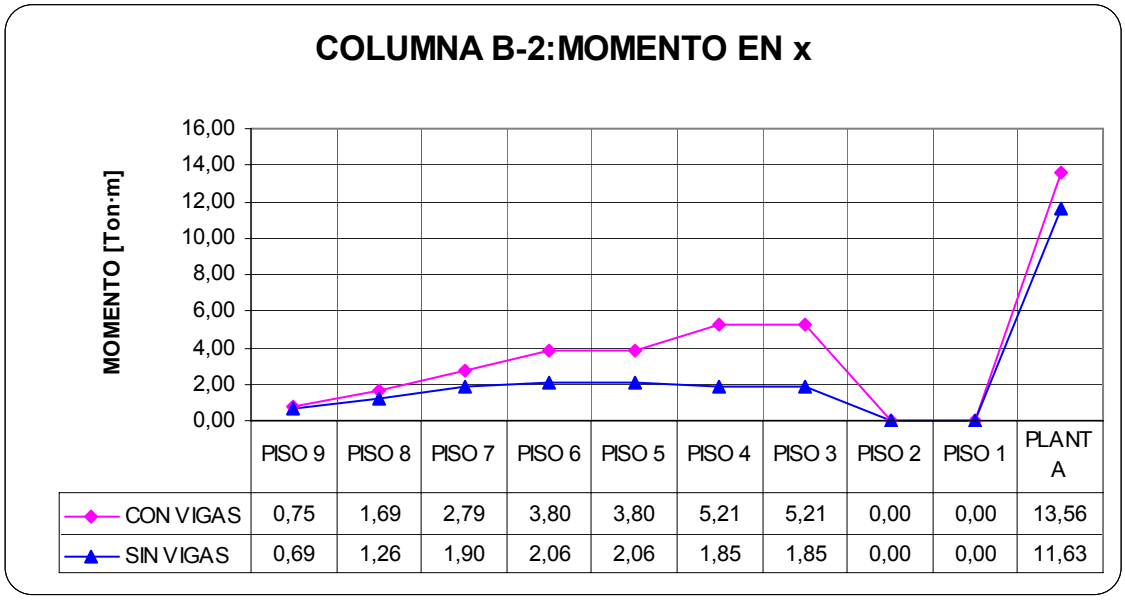
	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	22,62	51,07	80,28	109,34	109,34	171,13	171,13	233,59	233,59	300,03
SIN VIGAS	16,56	40,88	65,65	90,28	90,28	142,93	142,93	196,72	196,72	254,77

Gráfico 7 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna B-2 CASO 1*

Los valores para la fuerza Normal en ambos casos son proporcionales pero va en aumento en el caso del entrepiso con vigas hasta llegar al

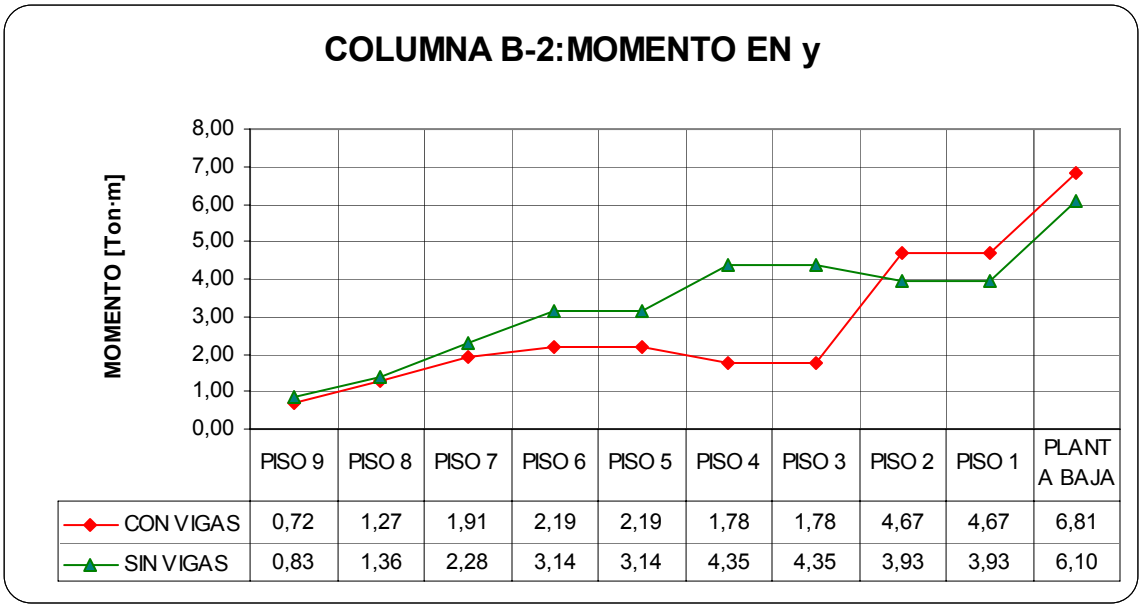
primer piso con una diferencia de 45.23 Ton. La estructura de entrepiso sin vigas presenta solicitaciones menores en las columnas debido a la reducción de la sección transversal en columnas para entrepiso con vigas.

En los gráficos 8 y 9 se analizan los momentos en x y en y.



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA
CON VIGAS	0,75	1,69	2,79	3,80	3,80	5,21	5,21	0,00	0,00	13,56
SIN VIGAS	0,69	1,26	1,90	2,06	2,06	1,85	1,85	0,00	0,00	11,63

Gráfico 8 *Comparación Momentos en dirección x: Columna B-2 CASO 1*



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	0,72	1,27	1,91	2,19	2,19	1,78	1,78	4,67	4,67	6,81
SIN VIGAS	0,83	1,36	2,28	3,14	3,14	4,35	4,35	3,93	3,93	6,10

Gráfico 9 *Comparación Momentos en dirección y: Columna B-2 CASO 1*

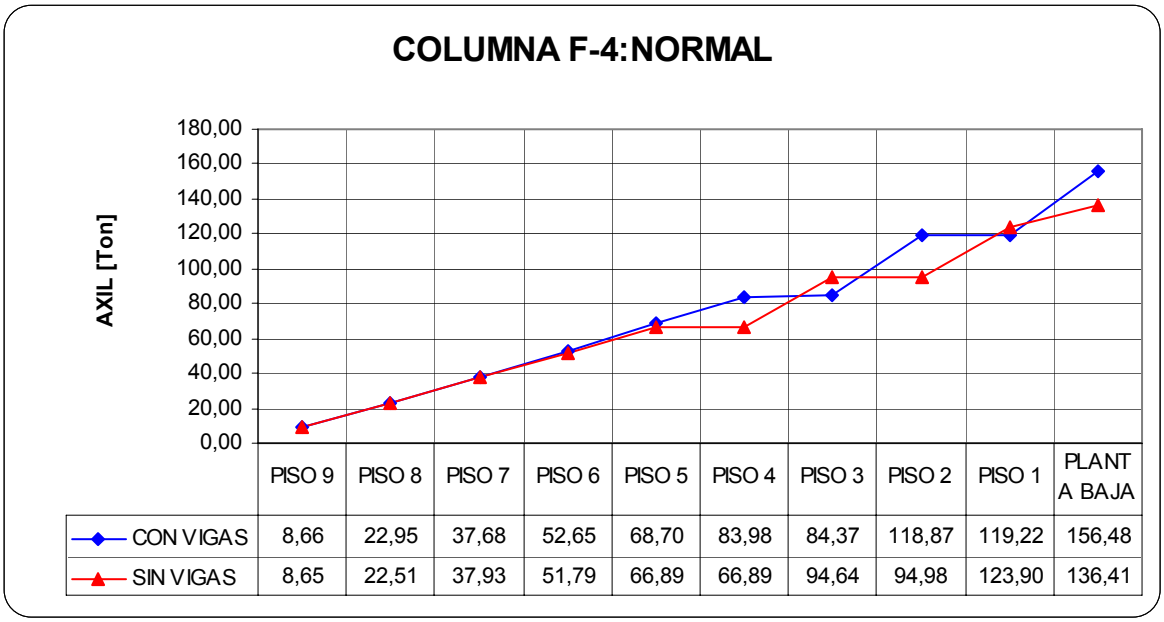
Los valores variarán solo son considerablemente en los niveles del piso 3 y 4 para ambos momentos (en *x* y en *y)*.

6.2.4 Comparación de esfuerzos de columna: sobrecarga 400Kg/m^2

Se toman igualmente tres casos representativos de columnas: de esquina, lateral y central para la comparación.

6.2.4.1 Columna de esquina: F-4

Las fuerzas normales de la columna se muestran en el gráfico 10. Se puede observar en el gráfico 70 que las solicitaciones son prácticamente iguales para los pisos superiores a partir del 5to piso, pero la diferencia se nota en los pisos inferiores donde los valores mayores se van intercalando para cada sistemas estructural.



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	8,66	22,95	37,68	52,65	68,70	83,98	84,37	118,87	119,22	156,48
SIN VIGAS	8,65	22,51	37,93	51,79	66,89	66,89	94,64	94,98	123,90	136,41

Gráfico 10 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna F-4 CASO 2*

Con respecto a los momentos en direcciones *x* y *y* que se muestra en los gráficos 11 y 12, se puede advertir un comportamiento diferente. Para momentos en dirección *x* se muestran valores mayores para la estructura de entrepiso con vigas hasta el quinto piso; a partir del sexto los valores son prácticamente iguales.

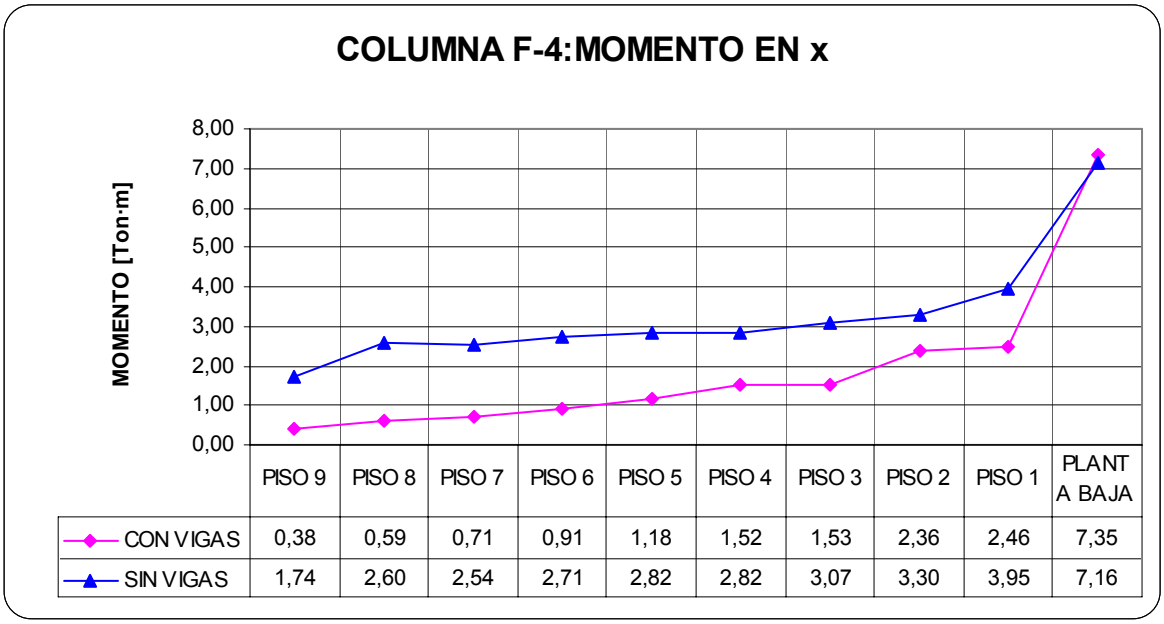


Gráfico 11 *Comparación Momentos en dirección x: Columna F-4 CASO 2*

Para momentos en dirección "y" se muestran valores mayores para la estructura de entrepiso con vigas.

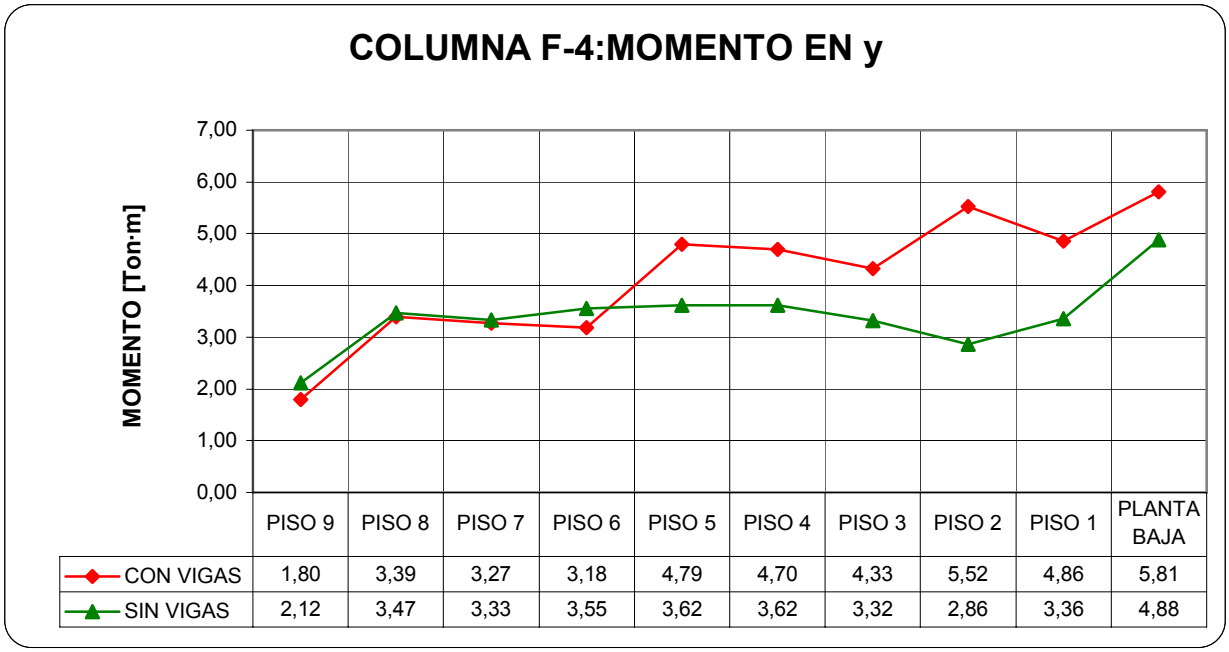
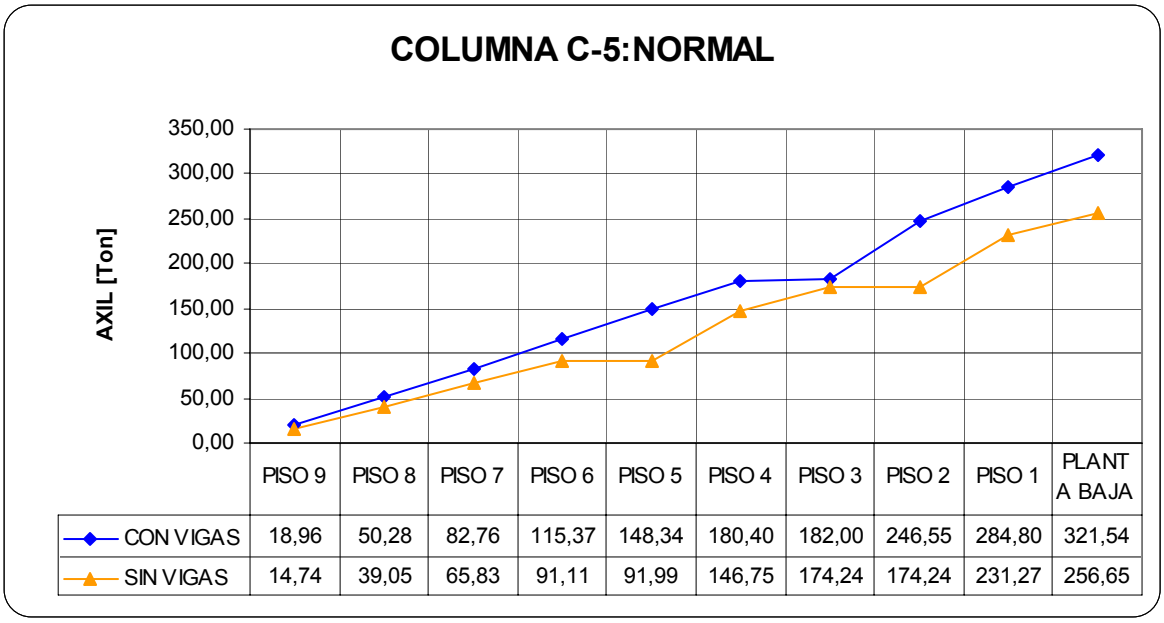


Gráfico 12 *Comparación Momentos en dirección y: Columna F-4 CASO 2*

6.2.4.2 Columna lateral: C-5

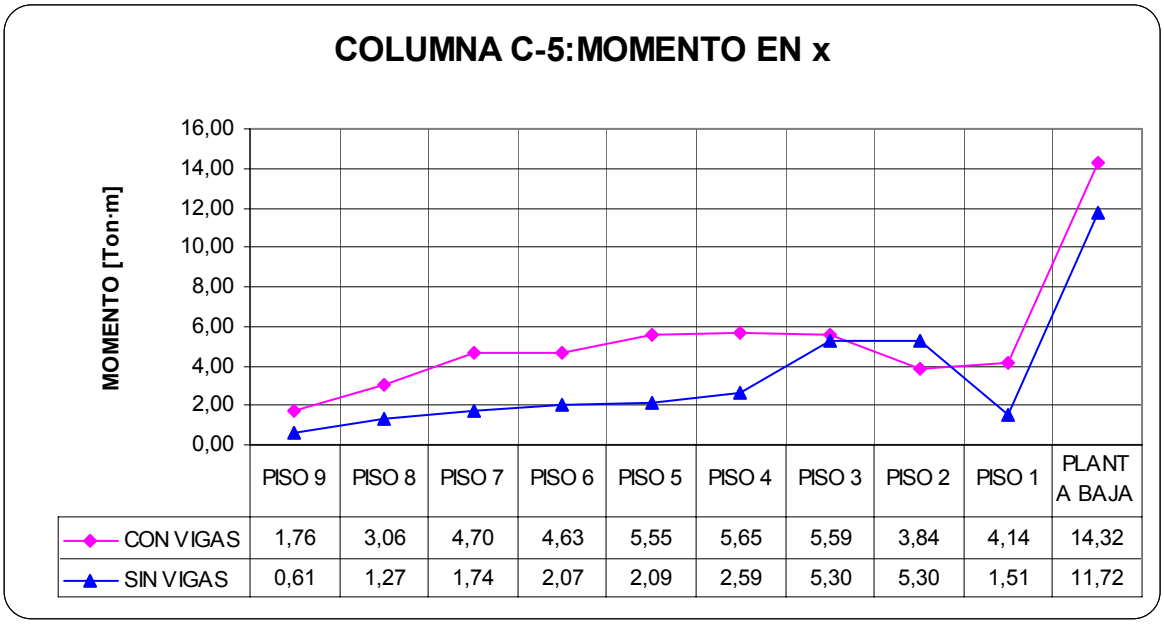
La comparación de valores de solicitación por fuerza normal se muestra en el gráfico 16. La solicitación para la estructura de losas sin vigas es menor que para el caso con vigas en todos los niveles. Se debe recordar que la sección transversal es la misma para ambos casos, solamente en los últimos niveles que por norma la columna de la estructura de losas sin vigas es de 30×30.



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	18,96	50,28	82,76	115,37	148,34	180,40	182,00	246,55	284,80	321,54
SIN VIGAS	14,74	39,05	65,83	91,11	91,99	146,75	174,24	174,24	231,27	256,65

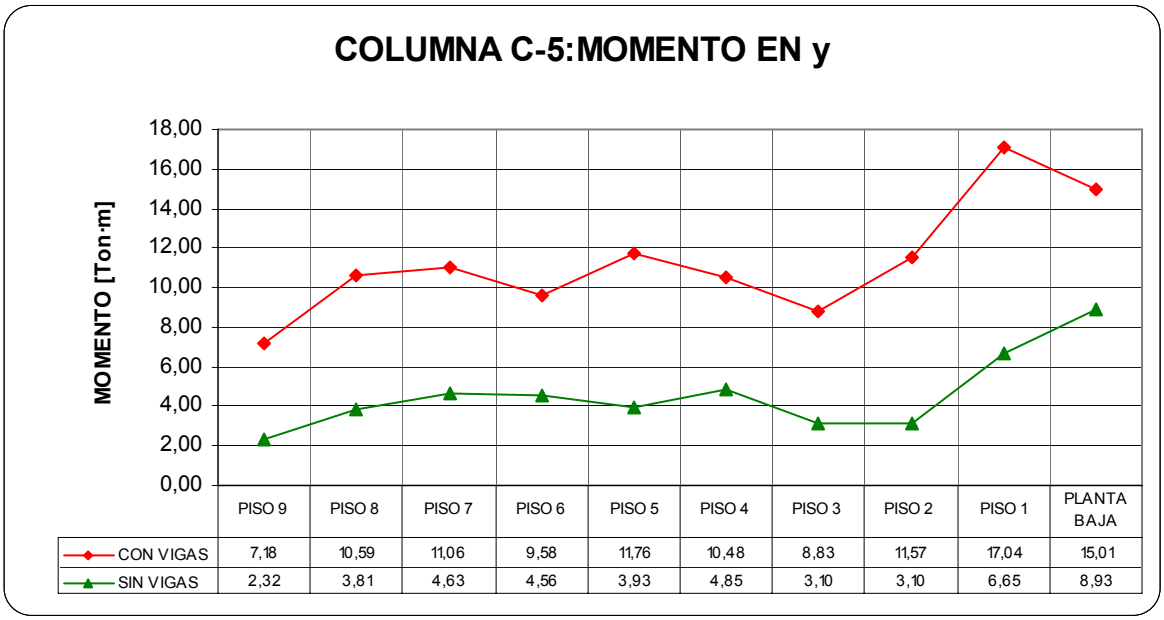
Gráfico 13 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna C-5 CASO 2*

De igual forma la solicitación por momentos es menor para la estructura de entrepiso sin vigas como se muestra en los graficas 14 y 15.



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	1,76	3,06	4,70	4,63	5,55	5,65	5,59	3,84	4,14	14,32
SIN VIGAS	0,61	1,27	1,74	2,07	2,09	2,59	5,30	5,30	1,51	11,72

Gráfico 14 *Comparación Momentos en dirección x: Columna C-5 CASO 2*



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	7,18	10,59	11,06	9,58	11,76	10,48	8,83	11,57	17,04	15,01
SIN VIGAS	2,32	3,81	4,63	4,56	3,93	4,85	3,10	3,10	6,65	8,93

Gráfico 15 *Comparación Momentos en dirección y: Columna C-5 CASO 2*

6.2.4.3 Columna central: B-2

En el Gráfico 16 se muestran los resultados comparados de fuerzas normales resistidas por la columna de posición lateral B-2.

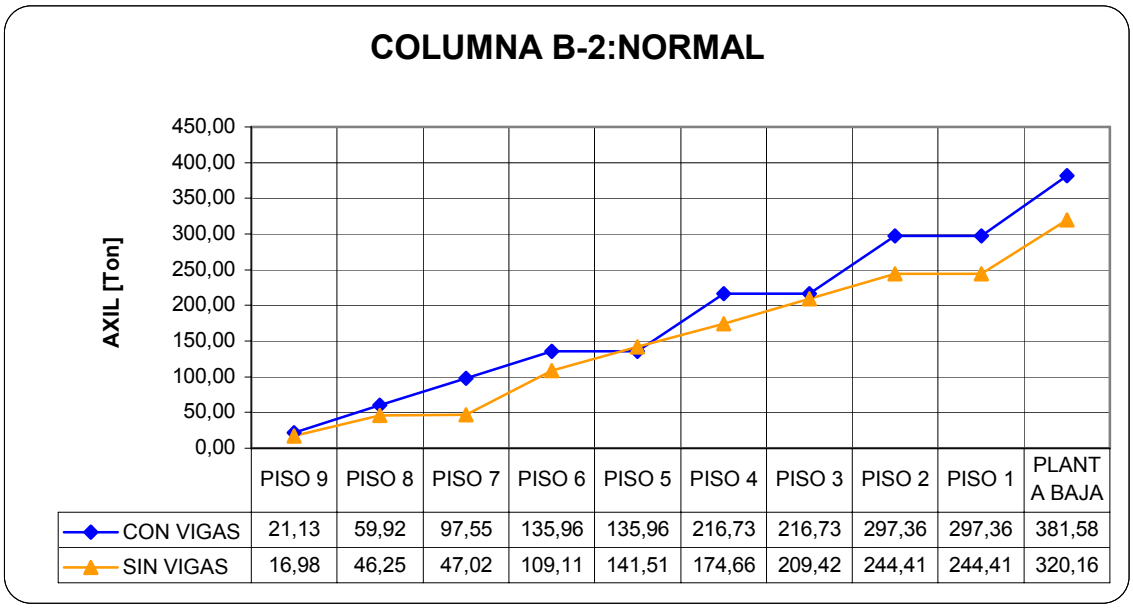
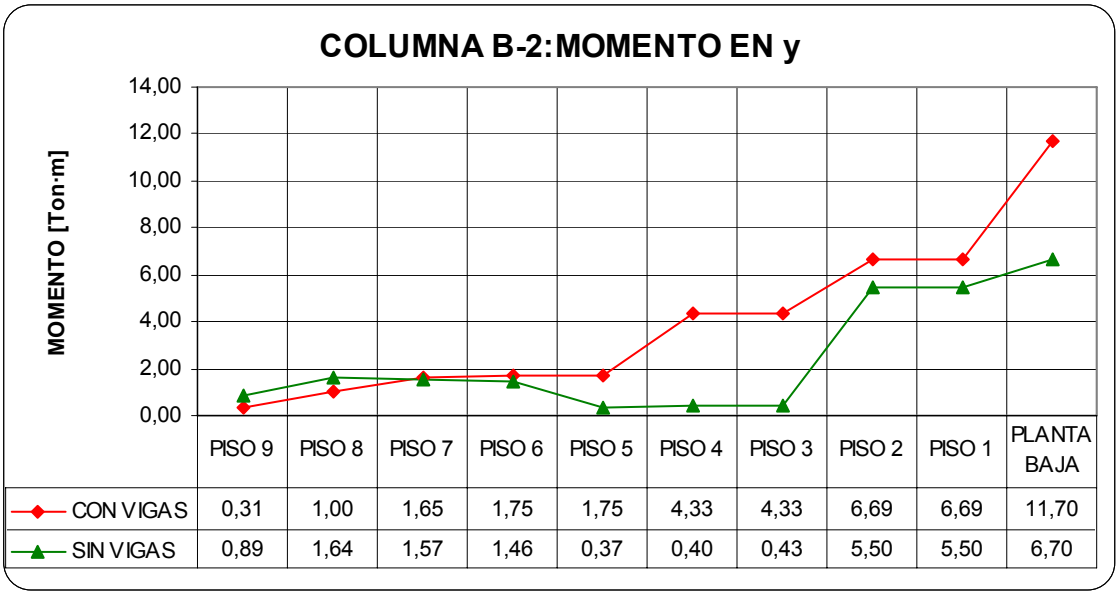
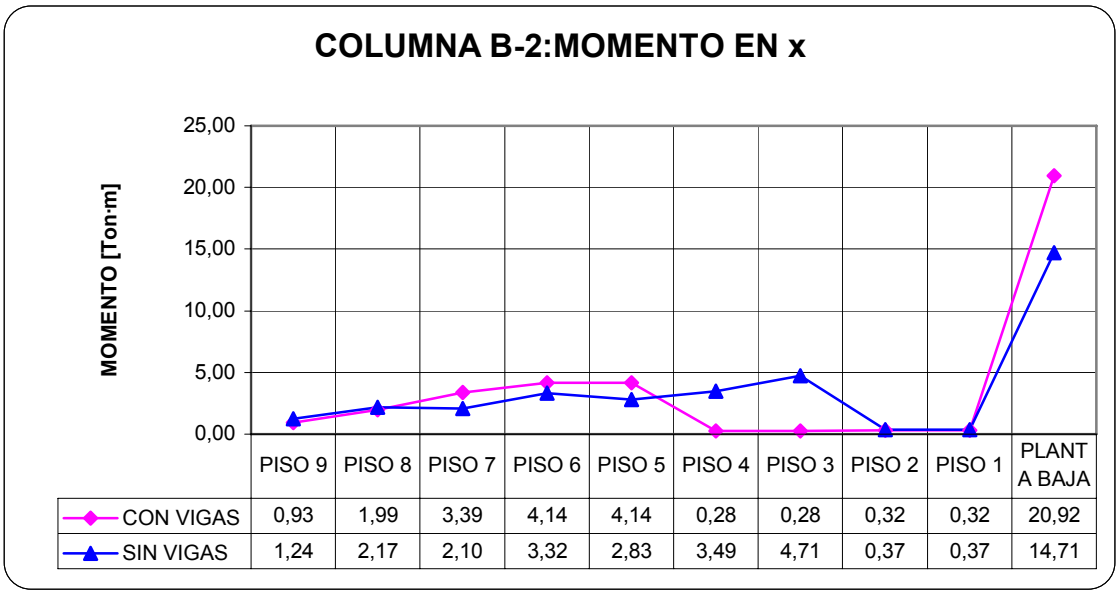


Gráfico 16 *Comparación Esfuerzos Normales: Columna B-2 CASO 2*

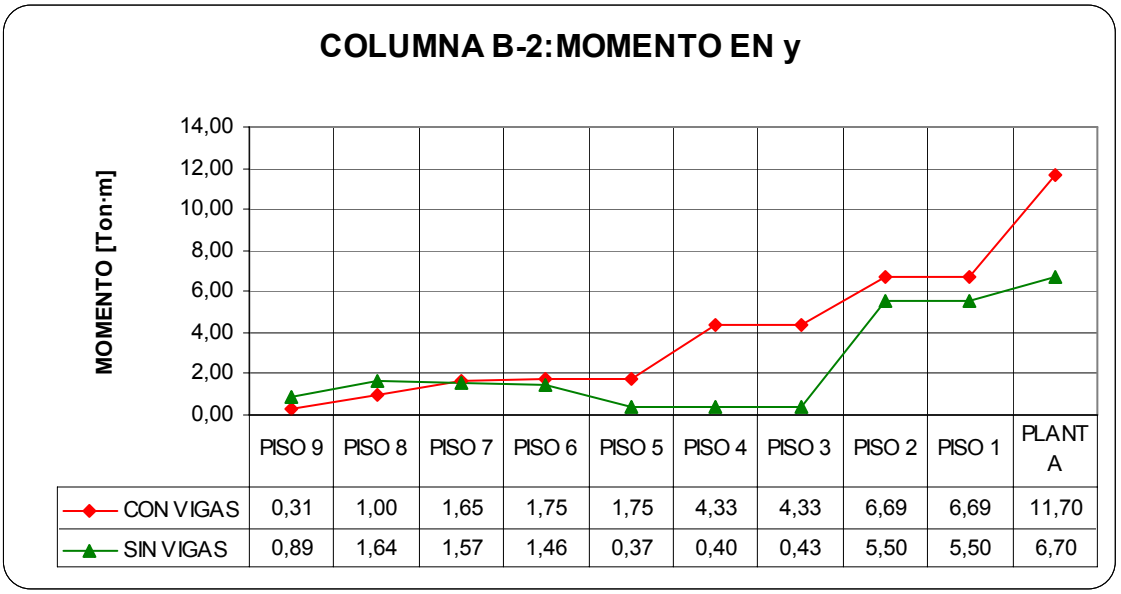
La estructura de entrepiso sin vigas la que presenta menores solicitaciones en general. Existen algunos casos de valores que se acercan en determinados pisos, como en el tercer piso y quinto piso en el momento en x. El mismo caso se tiene para el momento en “y” para el premier y segundo piso.





	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	0,93	1,99	3,39	4,14	4,14	0,28	0,28	0,32	0,32	20,92
SIN VIGAS	1,24	2,17	2,10	3,32	2,83	3,49	4,71	0,37	0,37	14,71

Gráfico 17 *Comparación Momentos en dirección x: Columna B-2 CASO 2*



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA
CON VIGAS	0,31	1,00	1,65	1,75	1,75	4,33	4,33	6,69	6,69	11,70
SIN VIGAS	0,89	1,64	1,57	1,46	0,37	0,40	0,43	5,50	5,50	6,70

Gráfico 18 *Comparación Momentos en dirección y: Columna B-2 CASO 2*

Las graficas 17 y 18 muestran que los momentos de la estructura de entrepiso sin vigas son menores a comparación de la otra estructura en todos los niveles. Además se muestra que la distribución de niveles por planta de la estructura de entrepiso sin vigas es mas uniforme.

6.2.5 Comparación de distribución de cargas en columnas: sobrecarga 200Kg/m^2

En el subtítulo anterior se hicieron las comparaciones de esfuerzos solicitados diferenciando la posición de las columnas: esquina, lateral y central. Como se pudo apreciar, para el caso de sobrecarga de 200 Kg/m2 se tienen una distribución de cargas diferente para cada sistema estructural.

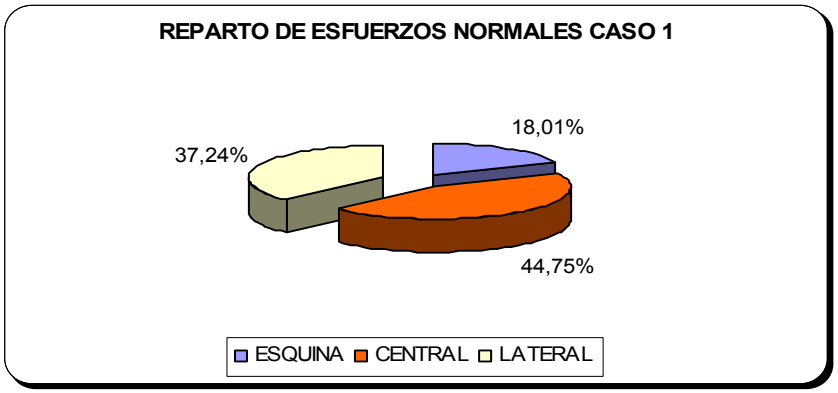


Gráfico 19 *Reparto de esfuerzos normales Estructura de entrepiso CON VIGAS: Caso 1*

La estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas, al transmitir los esfuerzos de las losas primero a las vigas y estas a su vez a las columnas centrales son más solicitadas como se muestra en el gráfico 19 con un 44.75% de carga resistida. Las columnas laterales resisten menor carga con 37.74% y las de esquina son obviamente las menos solicitadas con solo 18.01%.

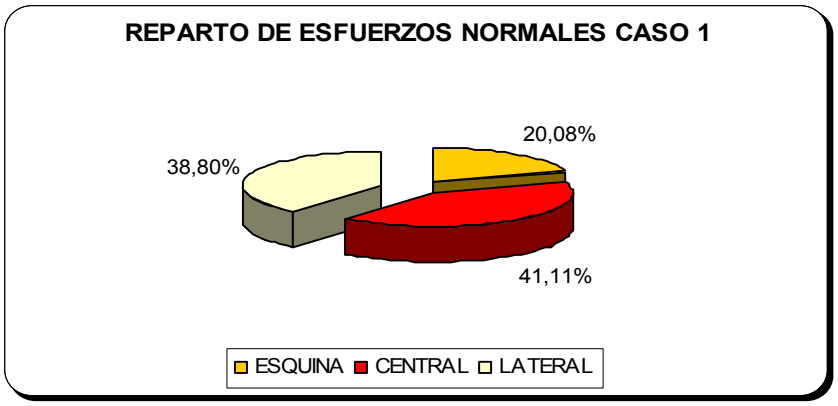


Gráfico 20 *Reparto de esfuerzos normales Estructura de entrepiso SIN VIGAS: Caso 1*

La estructura de entrepisos sin vigas distribuye de mejor manera las cargas, aunque también las centrales son mas solicitadas, estas no resisten el mismo porcentaje de las cargas como en la estructura de entrepiso sin vigas. En el gráfico 20 se ilustran este mejor reparto de cargas: 41.11% para columnas centrales, 38.50% para columnas laterales y 20% para columnas de esquina.

Se concluye entonces que la estructura de entrepisos con vigas realiza un reparto de esfuerzos mas uniforme.

6.2.6 Comparación de distribución de cargas en columnas: sobrecarga 400Kg/m^2

Para el segundo caso de sobrecarga, se tiene para la columna central un porcentaje de distribución de carga similar para ambos casos, como se muestra en los gráficos 21 y 22.

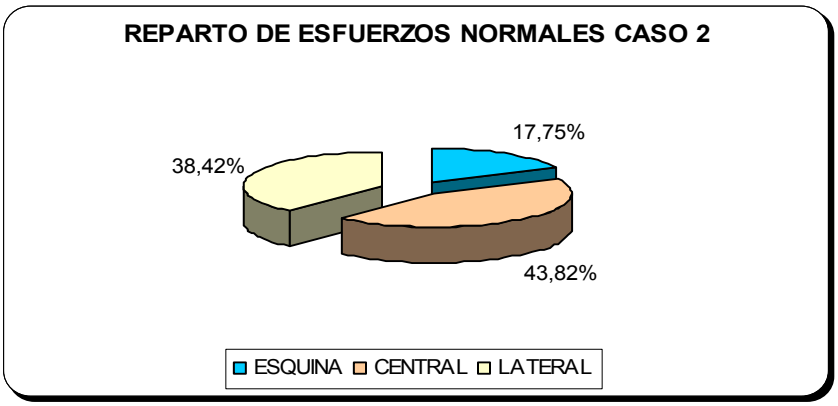


Gráfico 21 *Reparto de fuerzas normales Estructura de entrepiso CON VIGAS: Caso 2*

La diferencia de distribución de cargas se presenta en las columnas laterales y de esquina. Las columnas laterales de la estructura de entrepiso sin vigas resisten un 38,42% de carga, contra 36.28% de sus homologas de la estructura con entrepiso sin vigas.

Las columnas de esquina, como siempre las menos solicitadas presentan también una diferencia en cargas resistidas. Las columnas de esquina de la estructura de entrepiso con vigas resisten un 17.75% de la carga total, y

las columnas de la estructura de entrepiso sin vigas resisten 19.88% como se muestra en el gráfico 22.

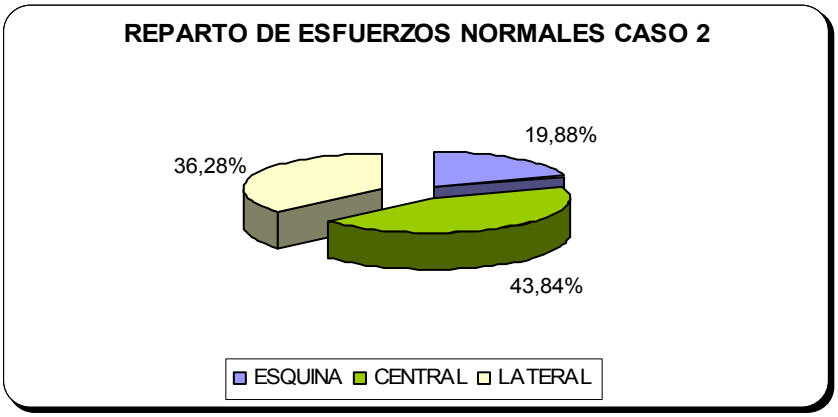


Gráfico 22 *Reparto de esfuerzos normales Estructura de entrepiso SIN VIGAS: Caso 1*

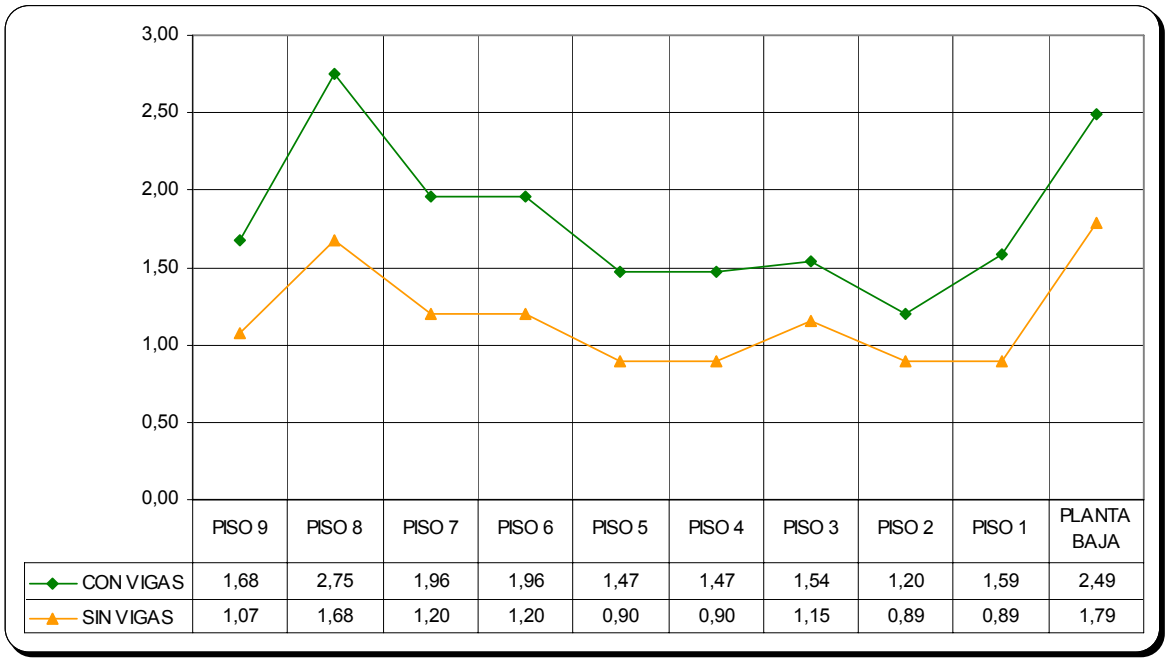
En conclusión, el comportamiento descrito se debe a que la losa transmite directamente los esfuerzos a las columnas sin intermediarios y lo hace de forma algo más favorable y equitativa.

6.2.7 Comparación de cuantías en columna: sobrecarga 200Kg/m^2

6.2.7.1 Comparación de cuantías en columna C-5

Las cuantías para la columna C-5 para ambos casos son proporcionales entre si como se observa en el gráfico 23, pero la cuantía es mas alta para la columna de la estructura de entrepiso sin vigas. Se recuerda que los esfuerzos producidos por el momento "*y*" son mayores para esta posición de columna y es la razón de que la columna requiere mayor área de acero.

Los comportamientos en las demás columnas son los mismos que se describieron en los demás casos de comparación de esfuerzos y secciones transversales.



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	1,68	2,75	1,96	1,96	1,47	1,47	1,54	1,20	1,59	2,49
SIN VIGAS	1,07	1,68	1,20	1,20	0,90	0,90	1,15	0,89	0,89	1,79

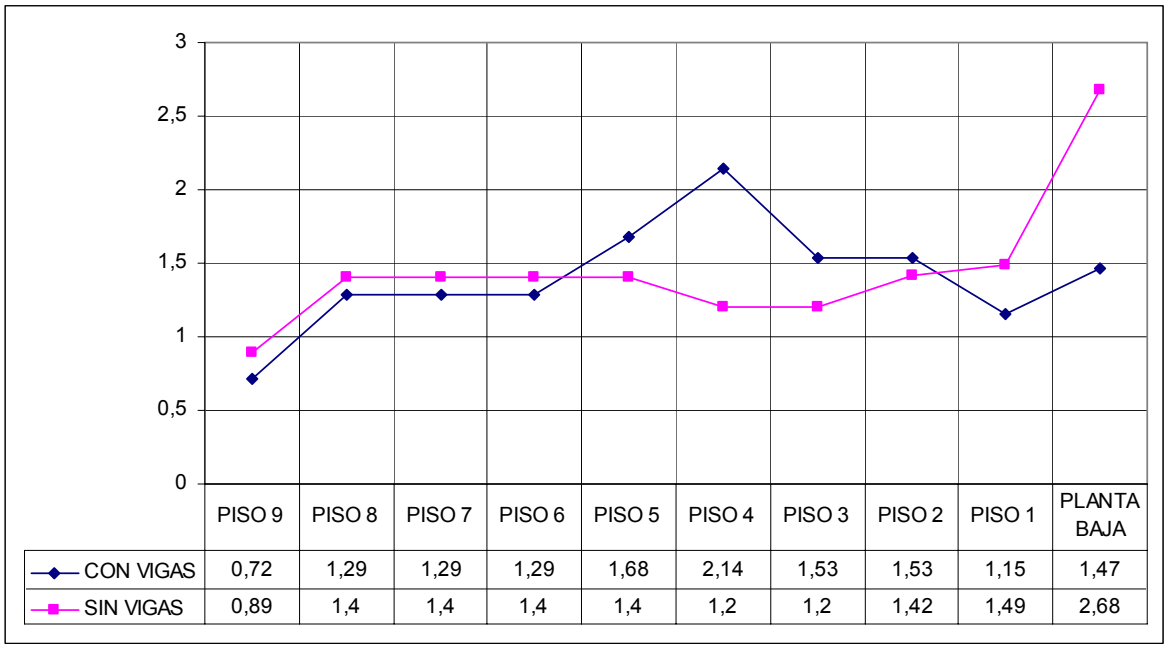
Gráfico 23 *Comparación Cuantías COLUMNA C-5 para ambos sistemas*

6.2.8 Comparación de cuantías en columna: sobrecarga 400Kg/m^2

Para la comparación de cuantías se toman los mismos casos de columna considerados anteriormente.

6.2.8.1 Comparación de cuantías en columna F-4

La comparación de cuantías de acero para la columna de esquina F-4 se muestra en el gráfico 24, donde se aprecia que existe una distribución de ellas en algunos pisos favorables para uno o el otro caso de estructura, no teniendo una predominancia significativa pese a que las secciones transversales de esta columna para ambos casos son prácticamente las mismas.



	PISO 9	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	PLANTA BAJA
CON VIGAS	0,72	1,29	1,29	1,29	1,68	2,14	1,53	1,53	1,15	1,47
SIN VIGAS	0,89	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,42	1,49	2,68

Gráfico 24 *Comparación Cuantías COLUMNA F-2 para ambos sistemas*

6.3 Comparación de esfuerzos transmitidos al terreno: sobrecarga 200 Kg/m^2

En este punto se comparan los esfuerzos transmitidos al terreno mediante las zapatas de cimentación. Estos ejemplos que se toman para la comparación son zapatas de una columna de esquina, de una columna lateral y de una columna central, pero se aclara que estos esfuerzos a comparar no son los de diseño, pues para tal efecto se tomaron las combinaciones mas desfavorables. Los valores que sirven para la comparación son los calculados por hipótesis de carga.

6.3.1.1 Zapata de la columna de esquina A-1

En esta zapata, la cual es aislada y central se comparan los valores obtenidos de axial en el gráfico 25 y los valores obtenidos por momentos en direcciones x y y en el gráfico 26.

En el gráfico 25 se observa que así como en las columnas, la zapata de la columna A-1 de esquina es más solicitada en el caso de la estructura con entrepiso sin vigas.

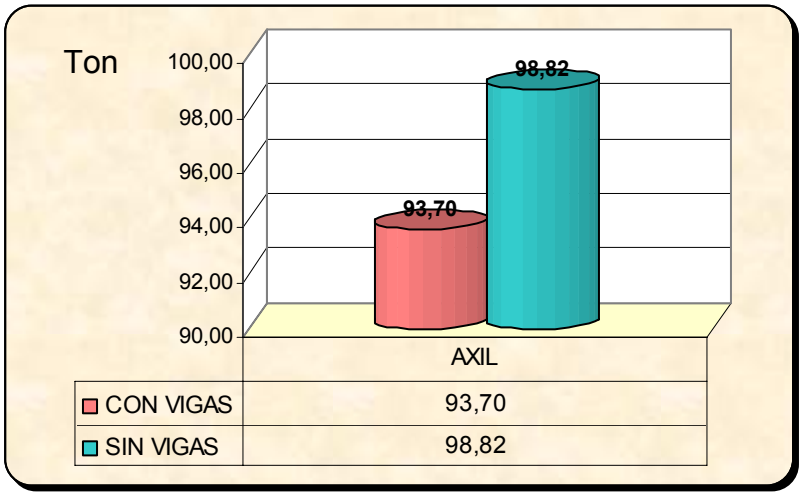


Gráfico 25 *Comparación del axial transmitido al terreno por la zapata A-1: CASO 1*

El gráfico 26 muestra valores de momentos transmitidos al terreno mayores para la estructura de entrepiso sin vigas. Este comportamiento se atribuye a la respuesta de las columnas a las solicitaciones de carga.

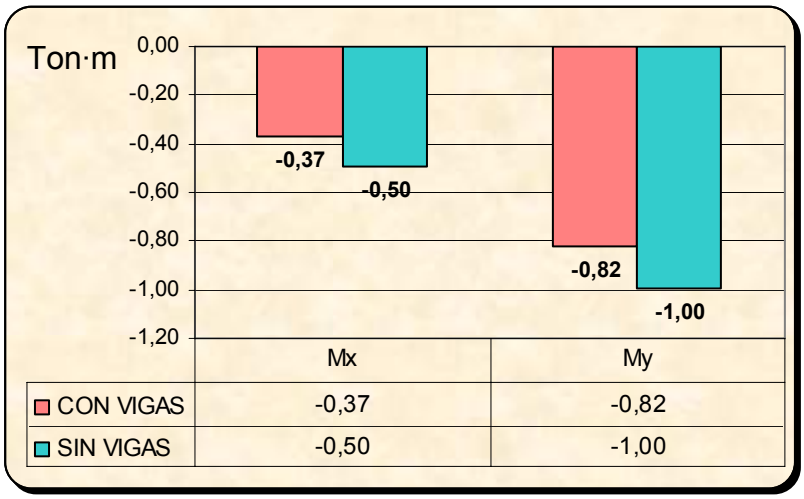


Gráfico 26 *Comparación de momentos transmitidos al terreno por la zapata A-1: CASO 1*

6.4 Comparación de distorsión en la estructura por efectos del viento.

La tabla 61 muestra los desplazamientos máximos por piso resultantes de las acciones del viento. Se puede apreciar que la estructura de entrepisos sin vigas es más deformable que la estructura de entrepiso con vigas.

Tabla 61 *Comparación de Distorsiones en las estructuras con sobrecarga de 200 Kg/m^2*

NIVEL	ALTURA	CON VIGAS	SIN VIGAS
NOVENO PISO	27,78	8,825	10,818
OCTAVO PISO	24,98	7,896	9,685
SÉPTIMO PISO	22,18	7,106	8,595
SEXTO PISO	19,38	6,344	7,538
QUINTO PISO	16,58	5,525	6,437
CUARTO PISO	13,78	4,701	5,393
TERCER PISO	10,98	3,821	4,367
SEGUNDO PISO	8,17	2,925	3,314
PRIMER PISO	5,38	2,035	2,310
PLANTA BAJA	2,57	1,173	1,325
Cimentación	-2	0,000	0,000

Tabla 62 *Comparación de Distorsiones en las estructuras con sobrecarga de 400 Kg/m^2*

NIVEL	ALTURA	CON VIGAS	SIN VIGAS
NOVENO PISO	27,78	6,089	8,719
OCTAVO PISO	24,98	5,371	7,866
SÉPTIMO PISO	22,18	4,705	7,047
SEXTO PISO	19,38	4,096	6,217
QUINTO PISO	16,58	3,500	5,336
CUARTO PISO	13,78	2,968	4,512
TERCER PISO	10,98	2,420	3,698
SEGUNDO PISO	8,17	1,907	2,875
PRIMER PISO	5,38	1,372	2,043
PLANTA BAJA	2,57	0,868	1,206
Cimentación	-2.00	0,000	0,000

La tabla 62 muestra los desplazamientos máximos por piso resultantes de las acciones del viento en las estructuras con sobrecarga de 400Kg/m^2. Los desplazamientos también son desfavorables para la estructura con entrepisos sin vigas, pero en general son menores que el anterior caso.

La baja distorsión en las estructuras con sobrecarga de 400 Kg/m^2 se debe a que estas tienen una altura de losa mayor que el otro caso de sobrecarga y también que las columnas al ser más solicitadas aumentan su sección dándole más inercia a la estructura en conjunto.

En conclusión con los análisis realizados se dice que la estructura con más distorsión por efecto del viento es la compuesta por entrepiso sin vigas para ambos casos de sobrecarga, pues la estructura en conjunto tiene menor rigidez, aunque esta se puede aumentar aumentando la altura de losa o construyendo muros de corte en posiciones adecuadas.

6.5 Comparación de alturas libres de entrepiso

En este punto se comparan las alturas libres de entrepiso que se tienen con los dos casos de entrepisos las cuales también vienen afectados por la sobrecarga de uso. Esta comparación es más arquitectónica que estructural.

6.5.1 Altura de entrepiso de estructuras diseñadas con sobrecarga de $200\,\frac{Kg}{m^2}$

En este caso se tiene la siguiente configuración de altura libre de entrepiso:

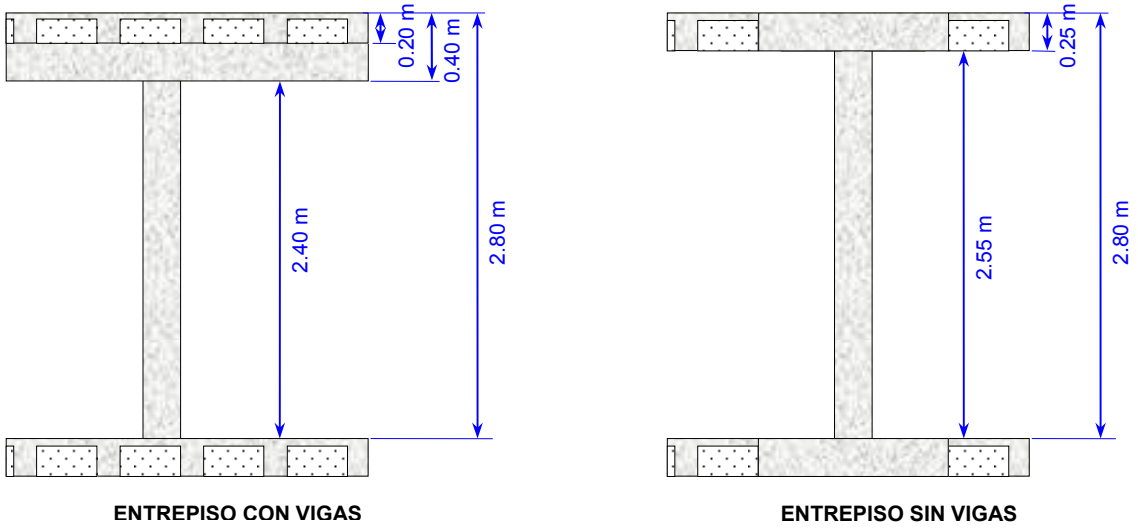


Figura 77 *Comparación alturas de entrepiso (Caso I)*

Como se puede apreciar en la figura 77 con espacio la solución de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas se pierden 20 cm de altura libre además si se desea tener un acabado liso se deberá usar un tipo de cielo falso y la estructura que este debe tener como sostenimiento también ocupará parte de la altura libre de unos 5cm más y así se reducirá aun mas la altura libre. Además en horas del día la entrada de luz natural se verá en algo diezmada por la presencia de vigas si es que no se utiliza un cielo falso.

En cambio con el sistema de entrepiso sin vigas se tendrá ya un acabado liso en el cielo y no será necesario el uso de un cielo falso, tendiendo así una luz libre mayor y por este motivo la iluminación natural será mayor en horario diurno no teniendo ningún objeto que impida la entrada de la luz exterior.

Con el uso de este sistema de entrepiso sin vigas se simplifica la instalación de las tuberías de conducción de agua o gas. Las tuberias de conducción se colocan debajo de la losa y no necesitan manguitos ni perforaciones de vigas, como es el caso cuando se utilizan entrepisos con vigas perimetrales.

En cuestión de requerimientos de aire acondicionado o calefacción, como los ductos tienen una sección considerable, la solución de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas no es muy conveniente pues estos deberán usar manguitos para poder pasar por debajo de las vigas.

6.5.2 Altura de entrepiso de estructuras diseñadas con sobrecarga de $400\,\frac{Kg}{m^2}$

Para este segundo saso de sobrecarga se tiene la siguiente configuración de altura libre de entrepiso, la cual debido a las solicitaciones mayores varía en comparación del primer caso de sobrecarga.

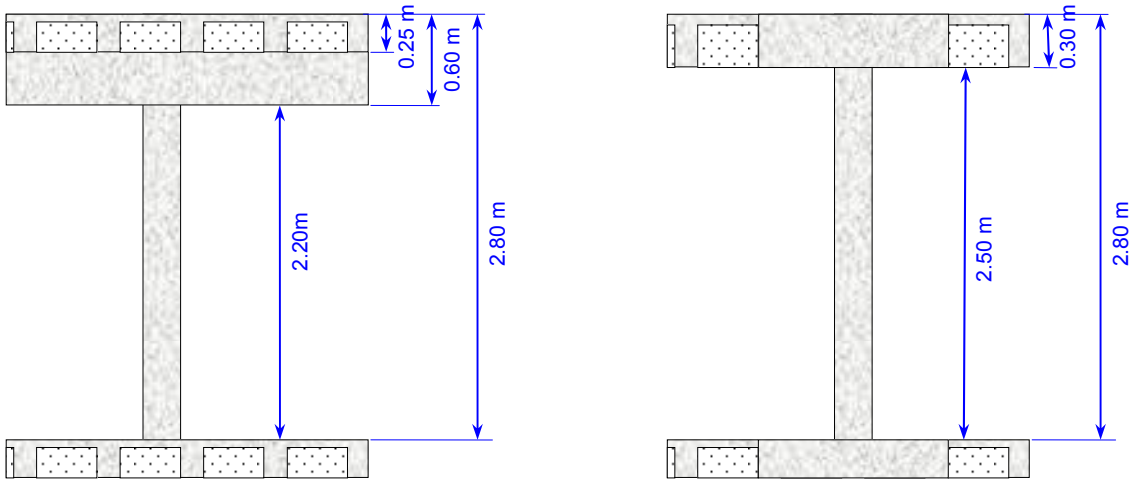


Figura 78 *Comparación alturas de entrepiso (Caso I)*

Como se puede apreciar en la figura 78, para el caso de entrepiso con vigas desciende a 2,20 m debido al mayor peralte de la viga.

Como se vió en el anterior caso, la altura de entrepiso con el sistema sin vigas es óptima en , estética e iluminación de los ambiente.

Si uno tiene un proyecto a priori y después de estar construida la obra, el propietario no podrá cambiar la configuración de distribución de ambientes en una forma estética pues en un proyecto por lo general se hace coincidir los ejes de vigas con muros para cubrir la altura colgada de las vigas, la cual como se dijo, es antiestética. Es por eso que si se decidiera cambiar el uso de un edificio, la distribución de ambientes sería más difícil para el arquitecto, pues se debiera dar una solución de cielo falso para esconder las vigas colgadas que ya no coincidirían con el eje de mamposterías.

Es por eso que si al principio de un proyecto, el propietario no tienen bien definido el uso de este, algo que no alterará las sobrecargas de uso, la solución de entrepisos sin vigas sería la ideal. Un claro ejemplo de que esto pude pasar es el edifico “Torre Lucia”, construido con entrepisos sin vigas, el cual se proyectó para ser un edificio de oficinas y ahora durante la etapa de obra fina se cambio su uso al de edificio de departamentos, lo

cual el Arquitecto pudo hacerlo muy fácil (el cambiar la configuración de ambientes) pues no tuvo que velar por seguir los ejes de vigas al no existir estas; claro que este caso no es muy frecuente, pero si se da.

Cabe también mencionar en este punto que si puede ser cierto que este acabado liso de cielo raso pude darse usando vigas planas, debe recordarse que esta solución no se utiliza para luces grandes, pero los entrepisos sin vigas pueden admitir luces grandes, eliminando esta solución de entrepisos con vigas planas.

7 ANÁLISIS ECONÓMICO PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

7.1 Análisis de Precios unitarios

7.1.1 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 200 Kg/m^2

Los precios unitarios fueron analizados considerando precios de materiales e impuestos vigentes en el mercado. Fueron considerados todos los parámetros que norma la Cámara de la Construcción.

Los ítems solo corresponden a la obra gruesa, pues los demás ítems como por ejemplo de obra fina e instalaciones dependen del uso que se le vaya a dar al cliente.

El resumen de resultados se muestra a continuación en la tabla 63:

Tabla 63 *Resumen de Precios Unitarios para la estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 1*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	PRECIO UNITARIO*
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	**14,52**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	**458,73**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	**1.331,82**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.917,55**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**2.278,92**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.771,84**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	**361,03**

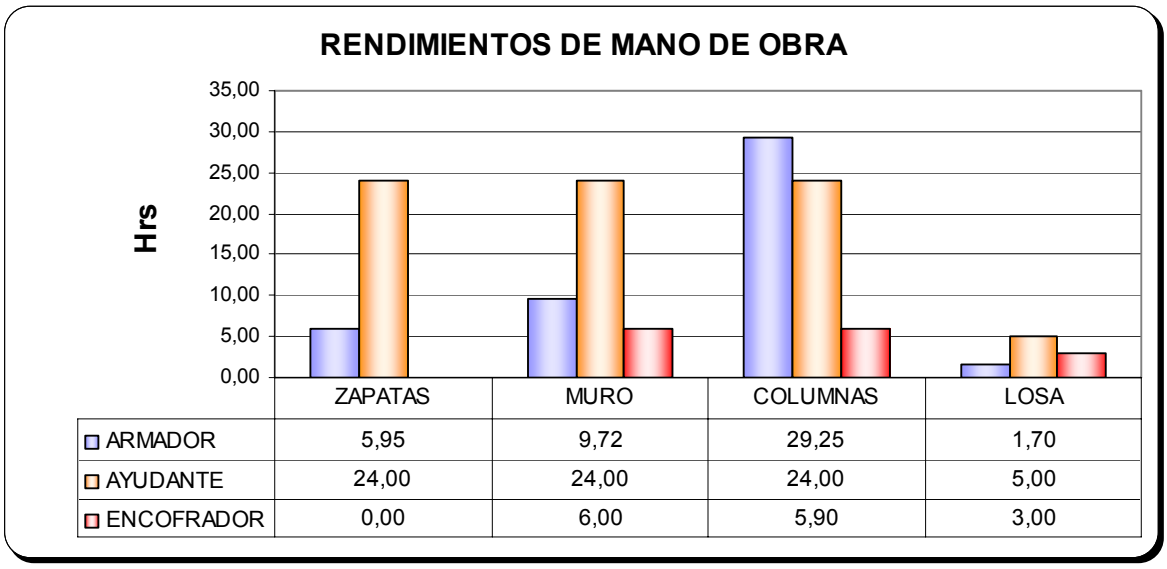
* Valores expresados en Bolivianos (TC Bs 8.05)

Los valores de rendimientos de materiales fueron elaborados con criterio personalizado para este edificio, con las cuantías necesarias en madera para encofrado y acero necesario.

En los anexos se pueden revisar las planillas de cálculo de estos precios unitarios, para los cuales se hizo el cálculo con los siguientes parámetros.

- Beneficios sociales: 66,62%
- Desgaste de Herramientas: 5,00%
- Gastos Generales: *10,00%*
- Utilidad: *10.00%*
- Impuesto al valor agregado: *14.94%*
- Impuesto a las transacciones: *3.09%*

Los rendimientos de mano de obra se muestran a continuación en el gráfico 27, los cuales fueron calculados por metro cúbico excepto para la losa aligerada que se calcula por metro cuadrado.



	ZAPATAS	MURO	COLUMNAS	LOSA
ARMADOR	5,95	9,72	29,25	1,70
AYUDANTE	24,00	24,00	24,00	5,00
ENCOFRADOR	0,00	6,00	5,90	3,00

Gráfico 27 *Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: CASO 1*

Las columnas al tener una cuantía de acero general elevada, tienen el mayor valor para rendimiento del armador con 29.25 hrs. por m^3. Se debe

considerar que las columnas de esta estructura necesitan mayor cantidad de acero para amarrar perpendicularmente también a barras intermedias y no solo a las comunes de las cuatro esquinas, es así que presentan mas detalle y por ende le toma más tiempo de trabajo al armador.

Las zapatas no necesitan de encofrados para su molde pues el terreno se excavará de tal forma que las dimensiones de esta sean igual a las dimensiones requeridas por la zapata.

7.1.2 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 400 Kg/m^2

Los precios unitarios fueron analizados de la misma forma que el anterior caso, con los costos e impuestos vigentes en el mercado. Fueron considerados también todos los parámetros que norma la Cámara de la Construcción

El resumen de resultados se muestra a continuación en la tabla 64:

Tabla 64 *Resumen de Precios Unitarios para la Estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas: CASO 2*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	PRECIO UNITARIO*
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	**14,52**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	**458,73**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	**1.414,65**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.922,54**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**2.481,36**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.792,81**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	**387,93**

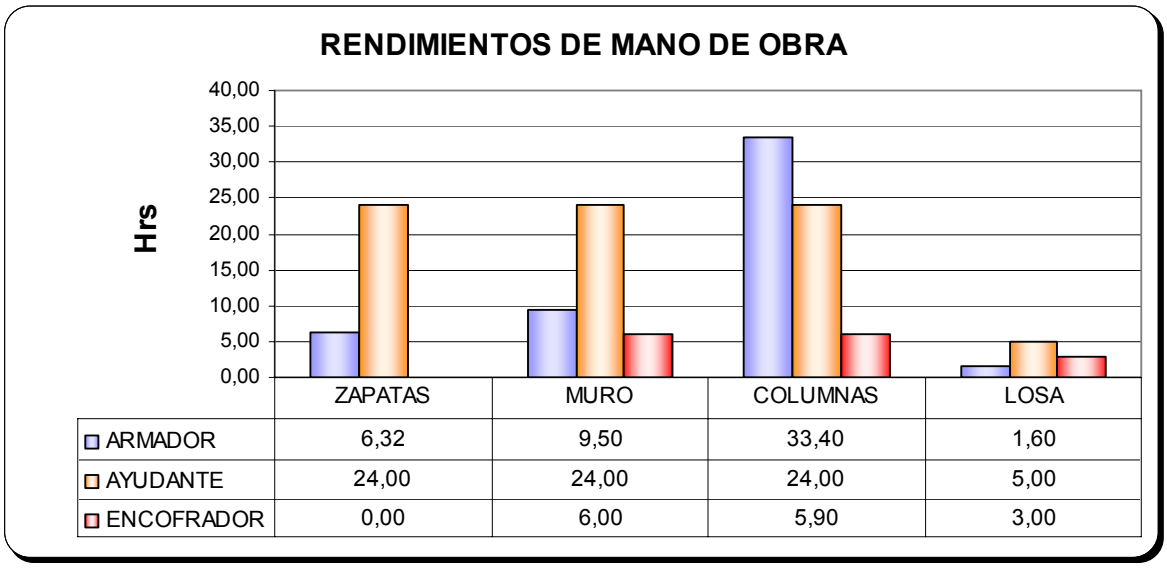
* Valores expresados en Bolivianos (TC Bs 8,05)

Los valores de rendimientos de materiales fueron elaborados con criterio personalizado para este edificio, con las cuantías necesarias en madera para encofrado y acero necesario.

En los anexos se pueden revisar las planillas de cálculo de estos precios unitarios, para los cuales se hizo el cálculo con los siguientes parámetros.

- Beneficios sociales: 66,62%
- Desgaste de Herramientas: 5,00%
- Gastos Generales: *10,00%*
- Utilidad: *10.00%*
- Impuesto al valor agregado: *14.94%*
- Impuesto a las transacciones: *3.09%*

Los rendimientos de mano de obra para el armador, ayudante y encofrador, se muestran a continuación en el gráfico 28, los cuales fueron calculados por metro cúbico exceptuado para la losa aligerada que se calcula por metro cuadrado.



	ZAPATAS	MURO	COLUMNAS	LOSA
ARMADOR	6,32	9,50	33,40	1,60
AYUDANTE	24,00	24,00	24,00	5,00
ENCOFRADOR	0,00	6,00	5,90	3,00

Gráfico 28 *Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas perimetralmente apoyadas: CASO 2*

Las columnas al tener una cuantía de acero general elevada, tienen el mayor valor para rendimiento del armador con 33.40 hrs. por m^3. Se debe considerar también que esto se debe a que los estribos al tener que

amarrar a varias barras y no solo a las comunes de las cuatro esquinas presentan más detalle y por ende es más moroso de armar.

7.1.3 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 Kg/m^2

Los precios unitarios fueron analizados considerando precios de materiales e impuestos vigentes en el mercado. Fueron considerados todos los parámetros que norma la Cámara de la Construcción

El resumen de resultados se muestra a continuación en la tabla 65:

Tabla 65 *Resumen de Precios Unitarios para la Estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 1*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	PRECIO UNITARIO*
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	**14,52**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	**458,73**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	**1.352,28**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.932,52**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**2.308,86**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.858,16**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	**417,32**
8	ÁBACOS	m^3	**14,52**

* Valores expresados en Bolivianos (TC Bs 8,05)

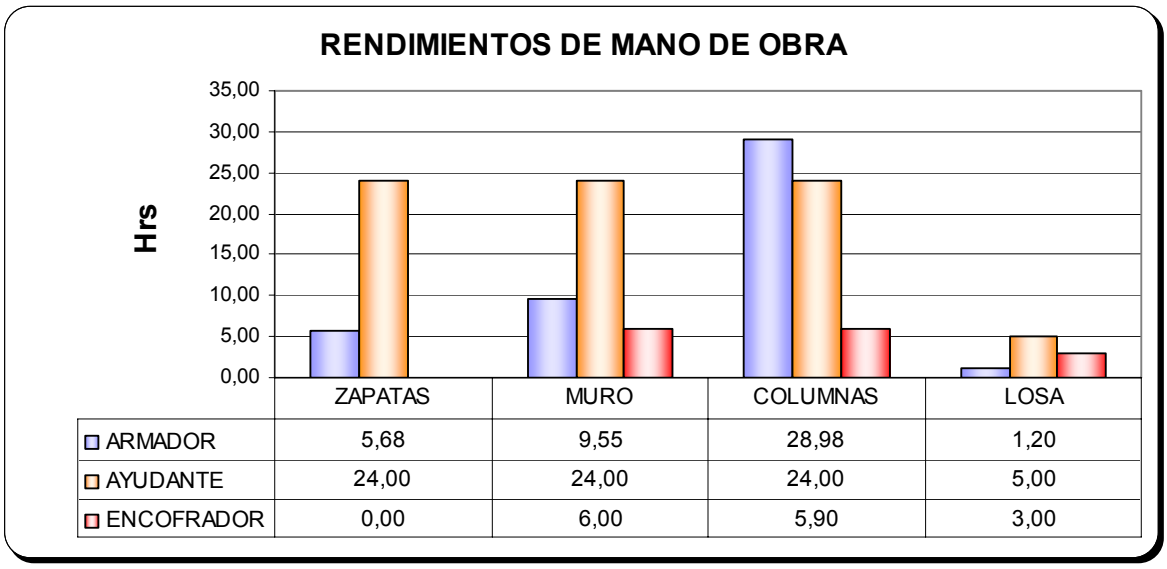
Los valores de rendimientos de materiales fueron elaborados con criterio personalizado para este edificio, con las cuantías necesarias en madera para encofrado y acero necesario.

En los anexos se pueden revisar las planillas de cálculo de estos precios unitarios, para los cuales se hizo el cálculo con los siguientes parámetros.

- Beneficios sociales: 66,62%
- Desgaste de Herramientas: 5,00%

- Gastos Generales: *10,00%*
- Utilidad: *10.00%*
- Impuesto al valor agregado: *14.94%*
- Impuesto a las transacciones: *3.09%*

Los rendimientos de mano de obra para el armador, ayudante y encofrador, se muestran a continuación en el gráfico 29, los cuales fueron calculados por metro cúbico exceptuado para la losa aligerada que se calcula por metro cuadrado.



	ZAPATAS	MURO	COLUMNAS	LOSA
ARMADOR	5,68	9,55	28,98	1,20
AYUDANTE	24,00	24,00	24,00	5,00
ENCOFRADOR	0,00	6,00	5,90	3,00

Gráfico 29 *Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 1*

Las columnas para esta estructura tienen también una cuantía de acero general elevada a comparación de los demás componentes de la estructura. Tienen el mayor valor para rendimiento del armador con 28.98Hrs por m^3. Se debe considerar que esto se debe a que los estribos con doblados morosos que se tiene en el armado.

7.1.4 Precios unitarios de Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2

Los precios unitarios fueron analizados considerando precios de materiales e impuestos vigentes en el mercado. Fueron considerados todos los parámetros que norma la Cámara de la Construcción

El resumen de resultados se muestra a continuación en la tabla 66:

Tabla 66 *Resumen de Precios Unitarios para la Estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 2*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	PRECIO UNITARIO*
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	**14,52**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	**458,73**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	**1.439,59**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.951,42**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**2.347,87**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	**1.772,85**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	**441,58**
8	ÁBACOS	m^3	**1.377,97**

*Valores expresados en Bolivianos (TC Bs 8,05)

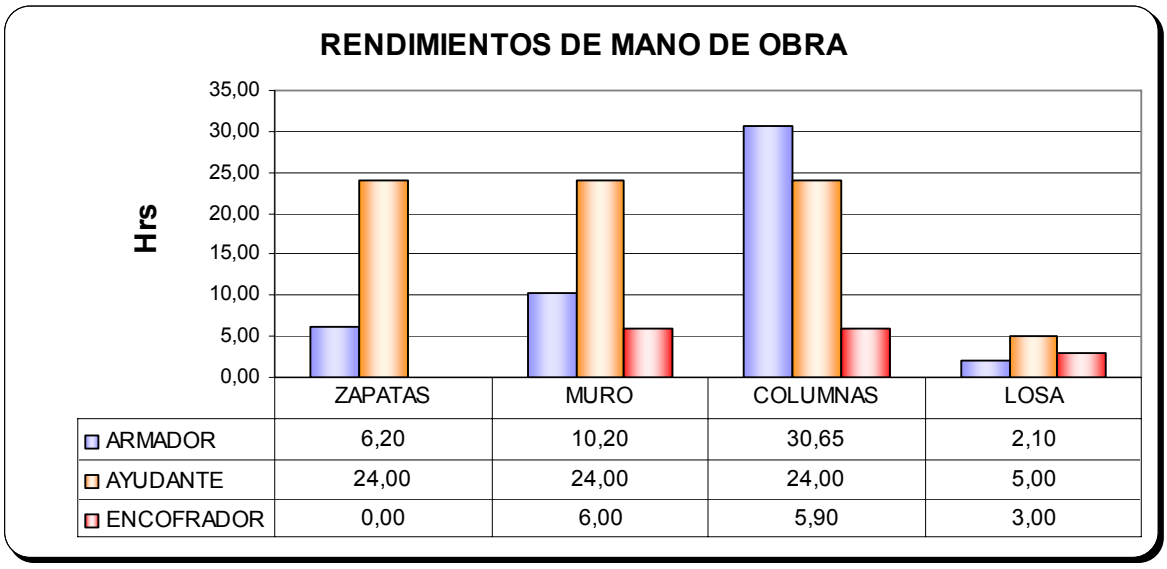
Los valores de rendimientos de materiales fueron elaborados con criterio personalizado para este edificio, con las cuantías necesarias en madera para encofrado y acero necesario.

En los anexos se pueden revisar las planillas de cálculo de estos precios unitarios, para los cuales se hizo el cálculo con los siguientes parámetros, contabilizados a 6 meses de duración de la obra.

- Beneficios sociales: 66,62%
- Desgaste de Herramientas: 5,00%
- Gastos Generales: *10,00%*

- Utilidad: *10.00%*
- Impuesto al valor agregado: *14.94%*
- Impuesto a las transacciones: *3.09%*

Los rendimientos de mano de obra para el armador, ayudante y encofrador, se muestran a continuación en el gráfico 29, los cuales fueron calculados por metro cúbico exceptuado para la losa aligerada que se calcula por metro cuadrado.



	ZAPATAS	MURO	COLUMNAS	LOSA
ARMADOR	6,20	10,20	30,65	2,10
AYUDANTE	24,00	24,00	24,00	5,00
ENCOFRADOR	0,00	6,00	5,90	3,00

Gráfico 30 *Rendimientos de mano de obra de la estructura con losas apoyadas sobre columnas: CASO 2*

Las columnas para esta estructura tienen también una cuantía de acero general elevada a comparación de los demás componentes de la estructura con un rendimiento del armador de 30.65Hrs por m^3.

7.2 Presupuesto General

Una vez conocidos los cómputos métricos de las obras y sus Precios unitarios por ÍTEM, en este punto se pasará a definir los presupuestos generales de cada obra.

7.2.1 Presupuesto General de la Estructura con losas perimetralmente apoyadas con sobrecarga de 200 Kg/m^2

El presupuesto general en Bolivianos de esta estructura se muestra a continuación en la tabla 67:

Tabla 67 *Presupuesto General en Bolivianos de la Estructura con losas perimetralmente apoyadas: CASO 1*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	565,00	14,52	**8.203,61**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	14,40	458,73	**6.605,70**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	198,19	1.331,82	**263.953,45**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,19	1.917,55	**192.119,25**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	58,93	2.278,92	**134.296,79**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	210,92	1.771,84	**373.715,45**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.789,79	361,03	**1.368.215,37**
	Costo Total del Proyecto			Bolivianos **Dólares (TC. 8,05)**	2.347.109,62 **291.566,41**

El costo Total del proyecto de una estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 200 Kg/m^2 será de Dos millones cuatrocientos treinta y siete mil sesenta y tres $^{02}/_{100}$ Bolivianos.

El costo por metro cuadrado es:

- En moneda nacional: Bs. 518,94 (Quinientos dieciocho $^{94}/_{100}$).
- En moneda extranjera: $\$_{US}$. 64,46 (Sesenta y cuatro $^{46}/_{100}$).

7.2.2 Presupuesto General de la Estructura con losas perimetralmente apoyadas con sobrecarga de 400 Kg/m^2

El presupuesto general en Bolivianos de esta estructura se muestra a continuación en la tabla 68:

Tabla 68 *Presupuesto General en Bolivianos de la estructura con losas a apoyadas perimetralmente apoyadas: CASO 2*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	692,80	14,52	**10.059,22**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	16,87	458,73	**7.739,68**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	260,48	1.414,65	**368.486,98**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,19	1.922,54	**192.619,15**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	64,32	2.481,36	**159.601,26**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	282,20	1.792,81	**505.931,48**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.787,00	387,93	**1.469.081,07**
	Costo Total del Proyecto			Bolivianos Dólares (TC. 8,05)	2.713.518,84 **337.083,09**

El costo Total del proyecto de una estructura con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas con sobrecarga de 400 Kg/m^2 será de Dos millones setecientos trece mil quinientos dieciocho $^{84}/_{100}$ Bolivianos.

El costo por metro cuadrado es:

- En moneda nacional: Bs. 599,95 (Quinientos noventa y nueve $^{95}/_{100}$).
- En moneda extranjera: $\$_{US}$. 74,53 (Setenta y cuatro $^{53}/_{100}$).

7.2.3 Presupuesto General de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 Kg/m^2

El presupuesto general en Bolivianos de esta estructura se muestra a continuación en la tabla 69:

Tabla 69 *Presupuesto General en Bolivianos de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 1*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	541,60	14,52	**7.863,85**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	13,50	458,73	**6.192,85**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	183,10	1.352,28	**247.601,95**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,19	1.932,52	**193.618,95**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	59,53	2.308,86	**137.446,29**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	82,17	1.858,16	**152.684,79**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.443,10	417,32	**1.436.863,29**
8	ÁBACOS	m^3	158,70	1.402,51	**222.578,59**
	Costo Total del Proyecto			Bolivianos Dólares (TC. 8,05)	2.404.850,55 **298.739,20**

El costo Total del proyecto de una estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 200 Kg/m^2 Dos millones cuatrocientos cuatro mil ochocientos cincuenta $^{55}/_{100}$ Bolivianos.

El costo por metro cuadrado es:

- En moneda nacional: Bs. 531,70 (Quinientos treinta y uno $^{70}/_{100}$).
- En moneda extranjera: $\$_{US}$. 66,05 (Setenta y seis $^{05}/_{100}$).

7.2.4 Presupuesto General de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2

El presupuesto general en Bolivianos de esta estructura se muestra a continuación en la tabla 70:

Tabla 70 *Presupuesto General en Bolivianos de la Estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas: CASO 2*

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	EXCAVACIÓN DE ZANJAS 2-4 MT. SUELO DURO	m^3	699,20	14,52	**10.152,15**
2	HORMIGÓN POBRE	m^3	17,48	458,73	**8.018,59**
3	ZAPATAS DE Hº Aº	m^3	268,24	1.439,59	**386.156,55**
4	MURO DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	100,41	1.951,42	**195.941,81**
5	COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	71,83	2.347,87	**168.647,62**
6	VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	m^3	98,68	1.772,85	**174.945,21**
7	LOSA EN DOS SENTIDOS	m^2	3.566,79	441,58	**1.575.013,79**
8	ÁBACOS	m^3	143,48	1.377,97	**197.710,54**
	Costo Total del Proyecto			Bolivianos Dólares (TC. 8,05)	2.716.586,24 **337.464,13**

El costo Total del proyecto de una estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas con sobrecarga de 400 Kg/m^2 será de Dos millones setecientos dieciséis mil quinientos ochenta y seis $^{24}/_{100}$ Bolivianos.

El costo por metro cuadrado es:

- En moneda nacional: Bs. 600,63 (Seiscientos $^{63}/_{100}$).
- En moneda extranjera: $\$_{US}$. 74,61 (Setenta y cuatro $^{61}/_{100}$).

7.3 Análisis comparativo económico

7.3.1 Comparación de Presupuestos Generales

En este punto se hará la comparación económica de los sistemas estructurales con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas y losas apoyadas directamente sobre columnas para los distintos casos de sobrecarga realizados.

Para la sobrecarga de 200 Kg/m^2 se puede apreciar que el costo para la estructura con entrepiso sin vigas es mayor en 2,46% con respecto a la otra estructura. Este aspecto permite indicar que para una sobrecarga menor, económicamente hablando, es más costoso hacer una estructura con entrepiso sin vigas.

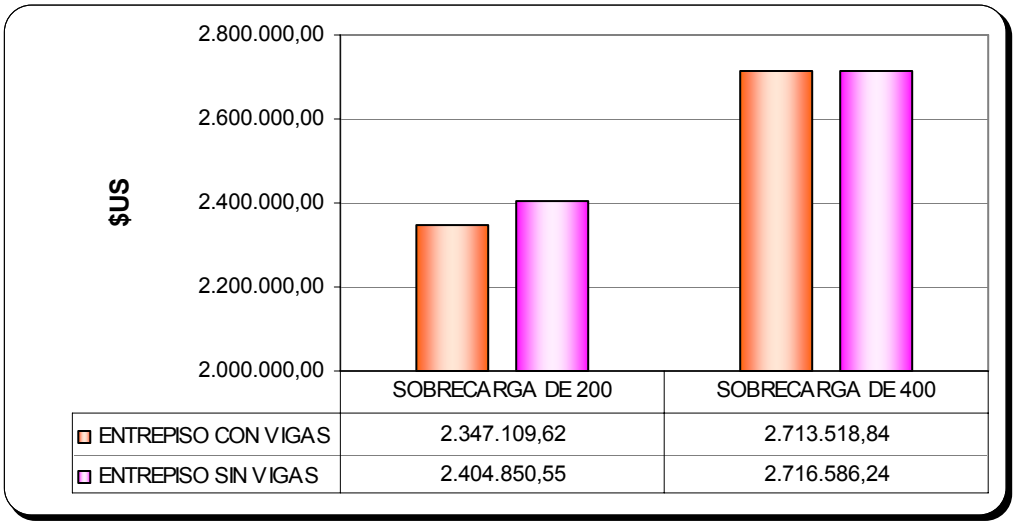


Gráfico 31 *Comparación de Presupuesto General*

Para una sobrecarga de 400 Kg/m^2 podemos apreciar una diferencia de costos mínima donde la estructura de entrepiso sin vigas tiene el mayor costo con una diferencia del 0,11% respecto a la estructura de entrepiso con vigas, lo cual hace que la elección del sistema estructural no sea radical como el anterior caso, si no mas bien invita a tomar una decisión basada en los parámetros técnicos de cada estructura.

Las estructuras con sobrecargas mayores justifican, económicamente hablando, la elección de una sistema estructural con losas apoyadas directamente sobre columnas, no así cuando se tengan sobrecargas menores.

Ahora para justificar esta conclusión se pasará a analizar otros parámetros referidos a la parte económica.

7.3.2 Comparación de Costo total de losa

Como el elemento que dio lugar a esta investigación es el entrepiso, se comparará los precios unitarios por m^2 de este para saber su incidencia.

El entrepiso con vigas para una sobrecarga de 200 Kg/m^2 presenta el menor precio, pero también se debe mencionar que es la que tiene menor altura con 20 cm pues una mayor no es necesaria. Pero la altura de losa de 25 cm si es necesaria para el entrepiso sin vigas debido a las deformaciones que presenta, subiendo así su precio unitario en Bs. 58,27 más que el entrepiso con vigas.

De igual forma para el caso de sobrecarga de 400 Kg/m^2 se tienen un costo mayor para el entrepiso sin vigas fon una diferencia de Bs. 55,68 más que el entrepiso con vigas.

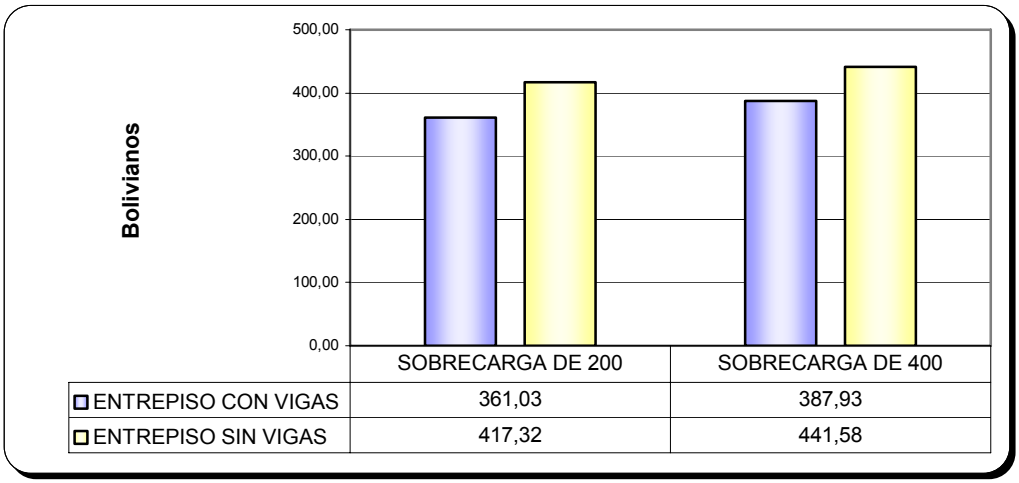


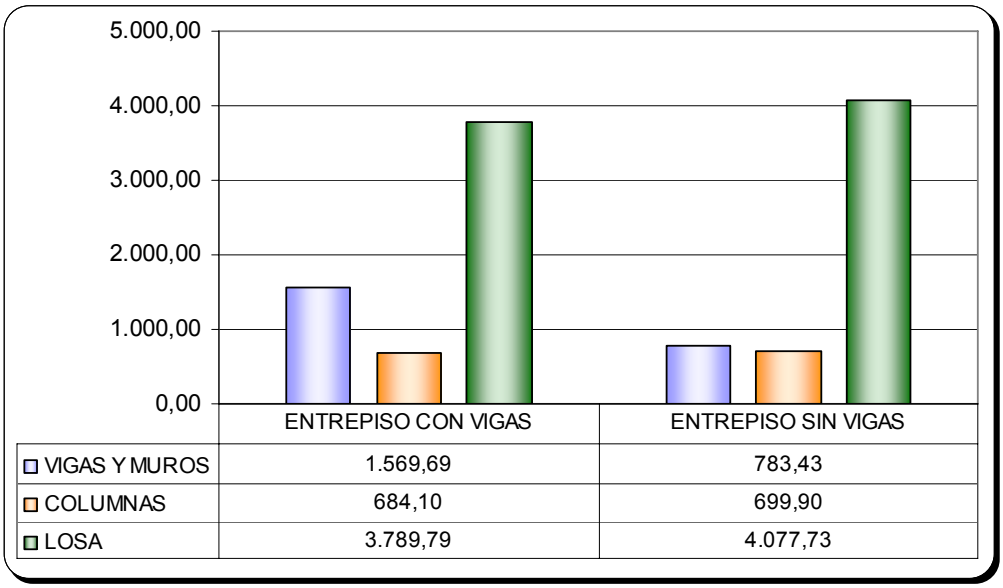
Gráfico 32 *Comparación de Precios unitarios por m^2 de losas aligeradas armadas en dos direcciones*

7.3.3 Comparación de Superficie a encofrar

En este punto se hará la comparación de la superficie a encofrar de los dos sistemas estructurales con las diferentes sobrecargas solicitadas.

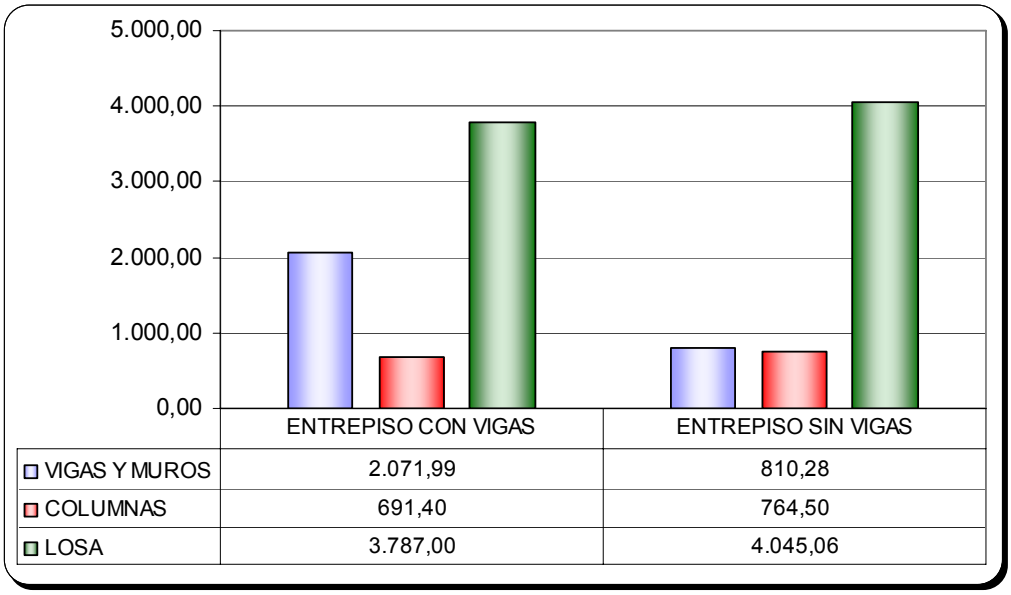
Los gráficos 33 y 34 ilustran los resultados obtenidos de superficie encofrados para cada estructura comparando estos a la vez.

Como es de esperar la estructura con entrepiso con vigas presenta una mayor superficie a encofrar en vigas que la estructura de entrepiso sin vigas. No podría decirse que la superficie a encofrar del muro pueda incidir en el resultado final pues para los dos casos de entrepiso se tienen las mismas dimensiones.



	ENTREPISO CON VIGAS	ENTREPISO SIN VIGAS
VIGAS Y MUROS	1.569,69	783,43
COLUMNAS	684,10	699,90
LOSA	3.789,79	4.077,73

Gráfico 33 *Comparación de Superficie a encofrar para Estructuras con sobrecarga de 200Kg/m²*



	ENTREPISO CON VIGAS	ENTREPISO SIN VIGAS
VIGAS Y MUROS	2.071,99	810,28
COLUMNAS	691,40	764,50
LOSA	3.787,00	4.045,06

Gráfico 34 *Comparación de Superficie a encofrar para Estructuras con sobrecarga de 400Kg/m²*

Las columnas tienen mayor superficie lateral a encofrar para la estructura de entrepiso sin vigas pues la altura de estas no se ve disminuida con el cruce de vigas, como es el caso de la estructura de entrepiso con vigas, necesitando esta altura adicional se encofrada.

Debido también a las vigas existentes disminuyen la superficie de encofrado de losas, se puede observar una disminución de esta en los cómputos finales de encofrado para las losas en la estructura de entrepiso con vigas.

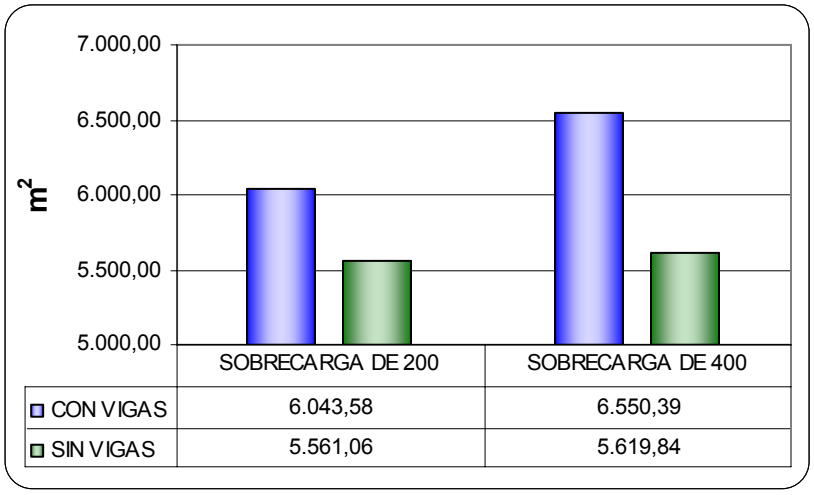


Gráfico 35 *Comparación de Superficies totales de hormigón a encofrar*

El gráfico 35 muestra los resultados finales de superficies a encofrar, con lo que podemos concluir que las estructuras de entrepiso sin vigas presentan menor superficie a encofrar no importando la sobrecarga para la cual haya sido diseñada.

7.3.4 Comparación de Volúmenes de Hormigón en obra

En este punto se hará la comparación de la superficie a encofrar de los dos sistemas estructurales con las diferentes sobrecargas solicitadas.

El gráfico 36 muestra los resultados finales de los volumenes de hormigón necesarios para cada estructura. Se puede observar que las estructuras con entrepisos sin vigas solicitan mayor volumen de hormigón a comparación de las estructuras de entrepisos con vigas. Esto se debe a que los ábacos son macizos y es por eso que solicitan mayor volumen de hormigón.

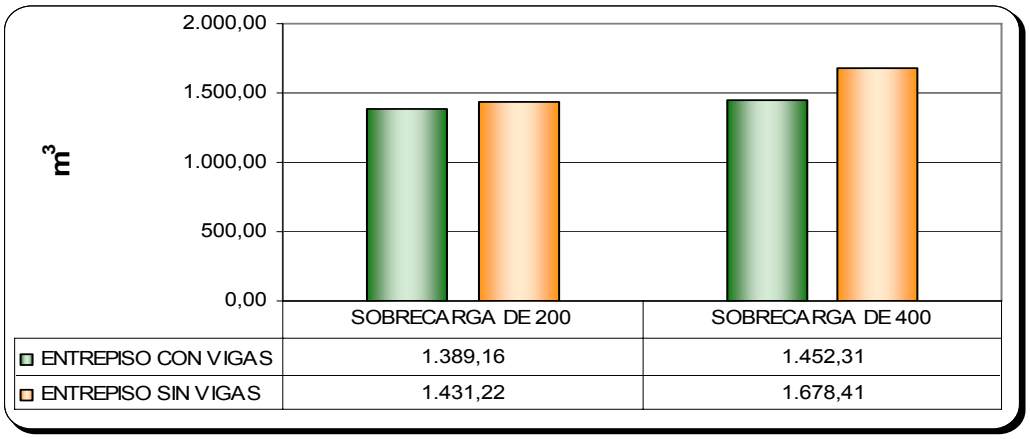


Gráfico 36 *Comparación de Volúmenes de hormigón en obra*

En el primer caso de sobrecarga existe una diferencia de 42.06 m^3 de hormigón lo cual no es muy significativo.

En el segundo caso de sobrecarga se tiene una diferencia de 226.10 m^3 con lo que se concluye que la mayor sobrecarga utilizada en el diseño de una estructura hace que la estructura de entrepiso sin vigas solicite mayores volúmenes de hormigón para sus componentes.

Ahora se pasará a comprobar si existe equivalencia entre el volumen necesario en vigas para la estructura de entrepiso con vigas con el volumen de hormigón necesario en ábacos para la estructura de entrepiso sin vigas, la cual se ilustra en el gráfico 37:

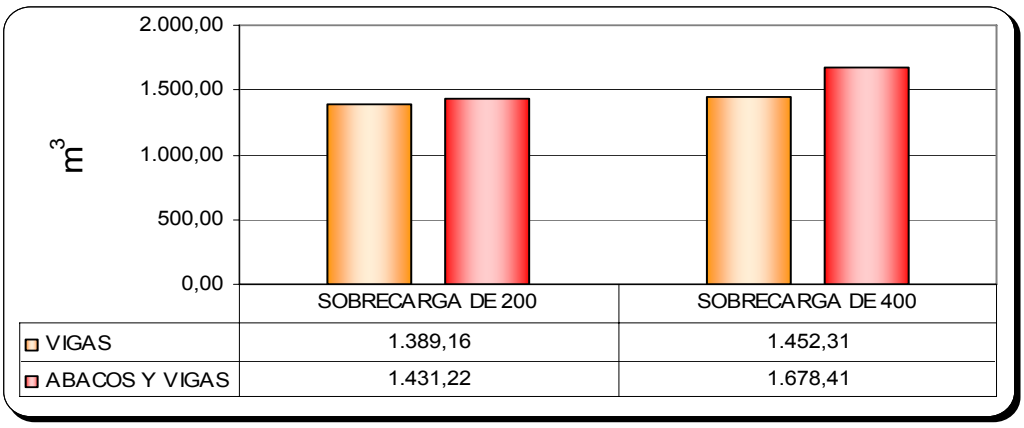


Gráfico 37 *Comparación de volumen de hormigón necesario en vigas y ábacos y vigas*

La leyenda vigas hace referencia al volumen de vigas de los entrepisos con vigas. La leyenda ábacos y vigas hace referencia a los ábacos y las vigas de perímetro de los entrepisos sin vigas.

Se concluye que el volumen de hormigón en vigas de la estructura con entrepisos con vigas no se compensaría con el volumen de los ábacos de la estructura de entrepiso sin vigas.

El volumen de hormigón es un aspecto muy importante en la economía de una obra pues, ya sea el hormigón mezclado en obra o el hormigón premezclado es el que mayor incidencia tiene en cuanto a precios.

7.3.5 Comparación de acero en obra

En este punto se hará la comparación del acero necesario en obra para el Hormigón Armado de los dos sistemas estructurales con las diferentes sobrecargas solicitadas.

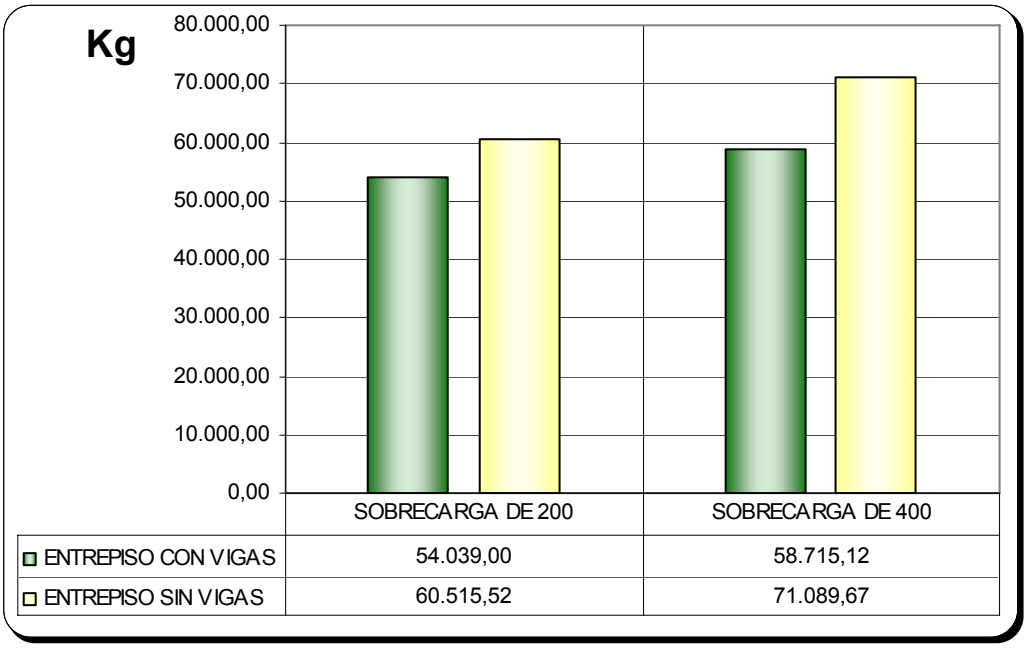


Gráfico 38 *Comparación de Peso de acero en obra*

El gráfico 38 ilustra las cantidades en Peso de acero necesario en obra para las estructuras de entrepisos con vigas y sin vigas y la variación de sobrecargas.

Las estructuras diseñadas con entrepisos sin vigas solicitan mayor cantidad de acero en obra con diferencias de 11.98% y 21.08% más que el acero en peso solicitado por las estructuras de entrepisos con vigas.

Ahora se compara el acero solicitado por uno de los componentes de las estructuras como son los muros de corte.

A continuación el gráfico 39 muestra los resultados de acero necesarios para cada caso de estructura.

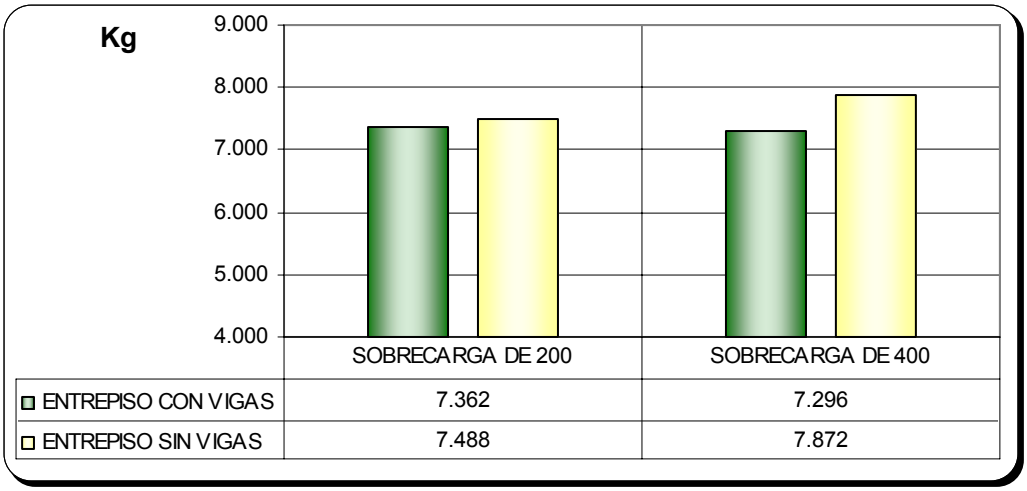


Gráfico 39 *Comparación de acero en muros de corte*

La cantidad de acero para las estructuras de entrepisos sin vigas es mayor, que la de entrepisos con vigas. Esto no dice que estos muros son más solicitados en las estructuras de entrepisos sin vigas pues ambas estructuras mantienen las mismas secciones transversales y alturas, no variando su volumen y solo su cuantía de acero.

En relación a las columnas, la estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas, requiere una mayor cantidad de acero para la estructura de entrepiso sin vigas con 1.97% mas de acero en la estructura para la una sobrecarga de 200Kg/m^2 y 1.85% mas de acero en la estructura para la una sobrecarga de 400Kg/m^2 para cada caso de sobrecarga respectivamente, lo cual se puede apreciar en el gráfico a continuación.

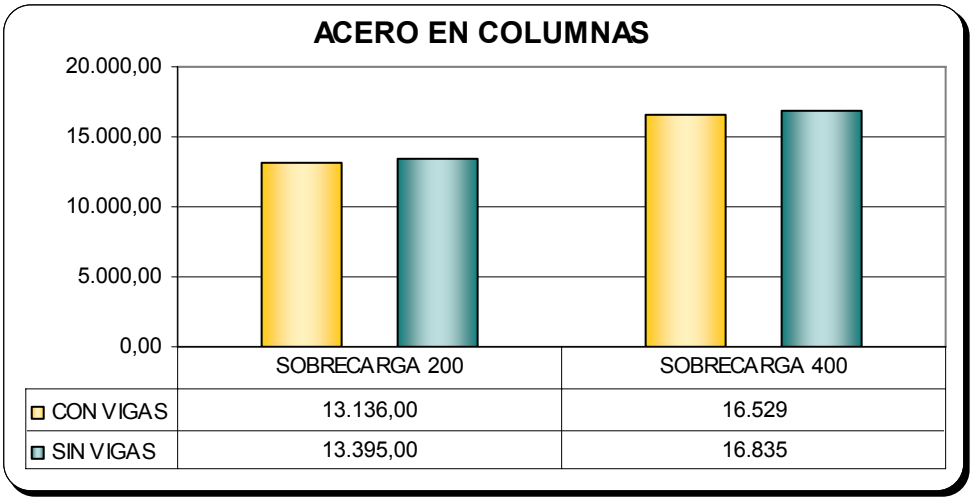


Grafico 40 *Comparación de acero en muros de corte*

Como se pudo comprobar aunque existe una mayor solicitación de acero para columnas y muros de corte en la estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas, las diferencias son reducidas, pues la verdadera diferencia la hace el acero en losas y vigas, para la estructura de entrepiso con vigas, y losas y ábacos, para la estructura de entrepiso sin vigas.

La cantidad de acero en una obra es un aspecto muy importante en la economía de esta pues, es un elemento esencial en el Hormigón Armado y por su incidencia en precio, también muy importante en la economía de la obra.

8 SOLUCIÓN MÁS ADECUADA DE ENTREPISOS DE ESTRUCTURAS EN UNA ZONA DE BAJO RIESGO SÍSMICO

Para emitir el comentario de solución más adecuada de entrepisos en estructuras de en una zona de bajo riesgo sísmico primero debemos recapitular que:

- Las estructuras diseñadas con losas perimetralmente apoyadas presentan deformaciones menores, en las losas en si y como conjunto estructural.
- Las estructuras con losas apoyadas directamente sobre columnas para alcanzar la rigidez necesaria debe, tener una altura de losa mayor, aumentando así los volúmenes en obra de hormigón y cuantías de acero.
- Económicamente hablando, la losa de la estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas es más cara a comparación de la losa de la estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas, lo que hace que el costo del proyecto sea elevado.

En conclusión para una zona de bajo riesgo sísmico económicamente y estructuralmente la solución más adecuada de entrepisos será la losa apoyada perimetralmente sobre vigas para sobrecargas menores a 400Kg/m^2. Para cargas superiores a esta se sugiere diseñar la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas.

Con la interpretación de los parámetros comparativos que se describen en el punto siguiente se podrá realizar la elección adecuada del sistema estructural en edificios de varios niveles destinados a diferentes usos y solicitaciones.

9 PARÁMETROS COMPARATIVOS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

9.1 Parámetros comparativos técnicos entre sistemas estructurales de Hormigón Armado

Después de haber hecho el análisis de las estructuras con diferentes estados de carga, comparando los resultados técnicos y económicos obtenidos, a continuación se indican los parámetros comparativos técnicos y económicos entre sistemas estructurales de Hormigón Armado resumidos en la siguiente tabla:

PARÁMETRO	SISTEMA DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE SOBRE VIGAS	SISTEMA DE LOSAS APOYADAS DIRECTAMENTE SOBRE COLUMNAS
DEFORMACIÓN EN LOSAS	*Menor extensión, en sectores definidos por las vigas*	*Mayor extensión, entre franjas de columnas y franjas centrales*
RIGIDEZ DEL CONJUNTO ESTRUCTURAL	*Menor*	*Mayor*
PUNZONAMIENTO	*Menor*	*Elevado en ábacos*
VOLUMEN DE HORMIGÓN EN OBRA	*Menor*	*Mayor*
ACERO EN OBRA	*Menor*	*Mayor*
ENCOFRADOS	*Mayor*	*Menor*
COSTO ÍTEM LOSA ALIVIANADA ARMADA EN DOS SENTIDOS	*Menor*	*Mayor*
ARQUITECTURA	Diseño de ambientes restringidos por las columnas	Flexibilidad de diseño en ambientes
ALTURA TOTAL DE LA EDIFICACIÓN	Aumenta por la altura de vigas	Puede disminuirse al tener un acabado liso en el cielo raso.
COSTO TOTAL DE EL EDIFICIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO SOBRECARGA DE 200 KG/M^2	Menor	Mayor
COSTO TOTAL DE EL EDIFICIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO SOBRECARGA DE 400 KG/M^2	Menor	Similar
COSTO TOTAL DE EL EDIFICIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO SOBRECARGA > 400 KG/M^2	Mayor	Menor

Estos parámetros se deberán utilizar al momento de comenzar a proyectar una obra para la mejor elección del sistema estructural a utilizar.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1 CONCLUSIONES

1.1 Conclusiones de las características de los dos tipos de estructuras comparados

Mediante investigación Bibliográfica y entrevistas a profesionales se logró conocer a cabalidad las características de las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas directamente sobre columnas y de las estructuras diseñadas en base de losas perimetralmente apoyadas.

Los sistemas estructurales con losas apoyadas directamente sobre columnas no son muy utilizados en el medio debido al limitado conocimiento de su análisis estructural. Aunque este análisis no es del todo fácil tampoco es complejo, reduciéndose a encontrar los esfuerzos de la estructura, lo que se puede lograr con un software especializado, para luego calcular las cuantías de acero necesarias.

En cuanto a la parte técnica, las características tienen muchas variables comenzando del reparto de esfuerzos en la propia losa y en las columnas, así como en las deformaciones.

Las estructuras diseñadas en base de losas perimetralmente apoyadas son mas rígidas hablando en forma conjunta pues las vigas brindan esta propiedad al ser elementos de mayor rigidez que la losa en si, mejorando esta propiedad el hecho de estar armada en dos sentidos.

Las estructuras diseñadas en base de losas apoyadas directamente sobre columnas son más deformables en conjunto que el otro tipo de estructura estudiado, teniéndose que aumentar el espesor de la losa para dar mayor rigidez al conjunto.

1.2 Conclusiones del diseño estructural de los dos tipos de estructuras comparados

El análisis y diseño estructural se realizó para ambos sistemas aplicando las normas y solicitaciones requeridas por ambos sistemas estructurales, llegando a las conclusiones descritas a continuación.

El análisis y diseño de la estructura diseñada en base de losas perimetralmente apoyadas es sencillo, son pocas las consideraciones a tomar en cuenta en cuanto al diseño de Hormigón Armado para ellas siendo estas mas generales que especificas.

En cuanto al análisis y diseño estructural de la estructura diseñada en base de losas apoyadas directamente sobre columnas se puede concluir que se debe ser bastante cuidadoso al realizarlo requiriéndose preferentemente tener la ayuda de un software especializado pues permite ahorrar tiempo al momento de modelar la estructura.

1.3 Conclusiones del análisis técnico de los dos tipos de estructuras comparados

La altura de losa es mayor para una estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas, pues esta debe darle la rigidez a la edificación que en el caso de losa apoyada perimetralmente sobre vigas le da justamente las vigas.

Con respecto a la losa en si, las losas de estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas son más fáciles de armar pues al no existir vigas, facilitan la rápida ejecución de esta, disminuyendo el tiempo de preparación de la losa para el vaciado.

Las columnas para la estructura de entrepisos sin vigas son más solicitadas cuando resistirán sobrecargas pequeñas, como nuestro primer caso de sobrecarga, pero como se pudo verificar en el punto 6.25 y 6.26, las losas de estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas distribuyen de forma mas uniforme las cargas entre las columnas por el contacto directo de ellas con la losa.

El punzonamiento para la losa de una de estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas es mayor que su homologa de una estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas, esto en los ábacos los cuales son diseñados para absorber este efecto, es por eso que la cuantía de acero en la losas de esta estructura siempre es elevada.

Se presentan mayores deformaciones en las losas apoyadas directamente sobre columnas, presentando una configuración de deformaciones montura de caballo entre columnas. La única solución para disminuir deformaciones sería aumentar el espesor de losa o disminuir la separación de columnas entre si. Al contrario el sistema estructural de losas y vigas se caracteriza por tener flechas bajas, pues las vigas proveen alta rigidez a la edificación presentándose deformaciones pequeñas lo que reduce el riesgo de tener fisuras en mamposterías y revoques.

El conjunto estructural de losas apoyadas directamente sobre columnas presenta una mayor deformación respecto al eje vertical del edificio.

La estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas da una mayor flexibilidad al diseño arquitectónico de ambientes, dando luces libres despejadas y facilidad de modificar ambientes sin cambiar la armonía estética de la obra.

No podría decirse, después del estudio realizado, que alguna de los dos sistemas de entrepiso es mas seguro respecto al otro, pues es el proyectista, con el uso de materiales y secciones de estos, que debe garantizar esta seguridad a la estructura a partir de los esfuerzos solicitados una vez realizada la modelación de la estructura.

1.4 Conclusiones del análisis económico de los dos tipos de estructuras comparados

El ÍTEM losa alivianada en dos direcciones en un proyecto de una estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas, debido a la cuantía de acero que esta solicita, será mayor en 14.01% para sobrecarga de 200 y 12.87% para sobrecarga de 400Kg/m^2 en relación a la losa apoyada perimetralmente.

En cuestión del rendimiento madera para encofrar, la superficie a encofrar para la estructura de losas apoyadas directamente sobre columnas será menor que la superficie para encofrar de la estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas al no existir superficie lateral de estas vigas para encofrar. El encofrado presenta también una serie de ventajas en lo que respecta a la aminoración de las dificultades de ejecución de los trabajos y en las posibilidades de disminuir los plazos de su realización, lo que se traduce en ahorro de mano de obra.

En cuanto al costo total de obra, si se habla de El edificio de análisis y diseño en si, al ser el precio unitario de la losa el más importante por el volumen, la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas es más costosa a comparación de la estructura de losas apoyadas perimetralmente sobre vigas, en un *2.54% pa*ra una sobrecarga de 200 y *0.16%* para sobrecarga de 400.

La sobrecarga de uso modera esta conclusión pues solo las estructuras con sobrecargas mayores justifican, económicamente hablando, la elección de una sistema estructural con losas apoyadas directamente sobre columnas, no así cuando se tengan sobrecargas menores.

Con respecto a la altura de entrepisos, el uso de losas apoyadas directamente sobre columnas permitirá, en ciertos casos, rebajar la altura total del edificio, disminuyendo así el costo en acabados como revoque exterior, fachada flotante y mamposterías.

2 RECOMENDACIONES

2.1 Recomendaciones del diseño estructural de los dos tipos de estructuras comparados

Para el sistema de losas apoyadas directamente sobre columnas se debe hacer la verificación por punzonamiento antes de realizar el diseño de columnas de la estructura, pues en algunos casos es necesario aumentar la altura de los ábacos o diseñar un capitel, lo que aumenta los esfuerzos que esta columna tiene que soportar.

La deformación de la estructura en conjunto para el caso del sistema de losas apoyadas directamente sobre columnas se puede disminuir con la ubicación en lugares estratégicos de muros de corte.

Se recomienda el uso de software especializado al momento de diseñar una estructura de entrepisos sin vigas. Existe en el mercado varios software reconocidos que ya implementaron la modelación de esta losa, facilitando así su diseño.

2.2 Recomendaciones del análisis técnico de los dos tipos de estructuras comparados

Para ambos sistemas se necesita en la ejecución del proyecto un buen control de parte del Director de Obra y el Supervisor, pero este control debe ser mayor para el caso de la estructura con losas apoyadas directamente sobre columnas debido a que en el medio existen muy pocos obreros que conocen la disposición de armados de la losa, esto para evitar errores que podrían disminuir la resistencia de esta y disminuir la seguridad con la que esta fue diseñada.

Para plantas de geometría complicada, la solución de losas apoyadas directamente sobre columnas será más adecuada pues no exige la

formación de pórticos ni una configuración con ejes estricto, lo cual facilitaría la labor del consultor y del arquitecto que proyecten la obra.

El punzonamiento en las losas debe ser siempre verificado, pues este efecto es alto en las losas apoyadas directamente sobre columnas, de lo contrario se pueden tener futuros problemas de fisuras y fallas cerca de la superficie de apoyo de la losa

2.3 Recomendaciones del análisis económico de los dos tipos de estructuras comparados

Si se elige para una estructura el uso de losas apoyadas directamente sobre columnas, se recomienda por economía que el último piso, que soporta solo las cargas de cubierta, debe proyectarse con losa con vigas perimetrales, ya que no justificaría el empleo de losas apoyadas directamente sobre columnas en este nivel por la sobrecarga reducida.

No en todos los casos resulta más económica la aplicación de los entrepisos sin vigas frente a los entrepisos con vigas. Así, se recomienda el uso de los entrepisos sin vigas hasta luces de 6-8 m. con aplicación de una carga útil igual o mayor a los 500 Kg/m^2.

Se recomienda también establecer rendimientos reales en cuanto a materiales y mano de obra para losas hongo, en obra, las cuales por lo general varían de la teoría y dependen más de la calidad de mano de obra e ingenio del Director de Obra.

BIBLIOGRAFÍA

LIBROS

GONZÁLES CUEVAS, OSCAR M.
ROBLES FERNÁNDEZ - VILLEGAS, FRANCISCO
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
México D.F.: Editorial LIMUSA S.A., 2000.

FERGUSON, Phil M.
Teoría Elemental del Concreto Reforzado.
México D.F.: Compañía Editorial Continental S.A., 2000.

McCORMAC, Jack C.
Diseño de Concreto Reforzado
México D.F.: ALFA OMEGA Grupo Editor S.A., 2002

JIMÉNEZ Montoya, Pedro
GARCÍA Meseguer, Álvaro
MORÁN Cabré, Francisco
Hormigón Armado (14º Ed)
Barcelona.: Editorial Gustavo Gili S.A., 2000.

MORETTO, Oreste.
Curso de Hormigón Armado
Buenos Aires.: Ed. El Ateneo, 1970

NAWY, Edgard G.
Concreto Reforzado: Un enfoque básico
México D.F.: MIG S.A., 1985.

SHATAERMAN, M.I.
IVIANSKI, A. M.
Entrepisos sin Vigas
Montevideo. Editorial Inter Ciencia, 1960

PUBLICACIONES

ZEGARRA V., Justiniano.
Normas Metodológicas para la presentación de Tesis y Proyectos de Grado
La Paz. 2005

MINISTERIO DE DEFENSA NACIONAL
Simposio: "Comunidades vulnerables y sus riesgos ante desastres"
La Paz. 1995

FERRUFINO, Marcelo
Apuntes Ingeniería de Costos
La Paz. 2005

CÁMARA DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA PAZ
Ingeniería de costos de la industria de la construcción, TOMO I
La Paz, 2000

HERNÁNDEZ Balat, Victorio.
Entrepisos Planos
La Plata, 2002

CYPE INGENIERIOS
Manual del Usuario
Alicante, 2004

AENOR. Asociación Española de Normalización y Certificación
EUROCÓDIGO 2: *Estructuras de Hormigón*
Barcelona, 2004